

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA. (Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

PARTE I

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Azancot M., Roberto A.

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, diciembre de 2012

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA. (Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

PARTE I

Tutor Académico: Prof. Ricardo A. Bonilla M.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Azancot M., Roberto A.

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, diciembre de 2012

ACTA

El día 29 de Enero de 2013 se reunió el jurado formado por los profesores:

Ricardo Bouilla
Budimir Spasic
Francisco Garcés

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA. (Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)".

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de: **INGENIERO CIVIL.**

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Roberto A. Azancot M.	20	VEINTE

RECOMENDACIONES (Si las hubiera):

FIRMAS DEL JURADO

[Firma]
[Firma]
[Firma]

Caracas, 29 de Enero de 2013

DEDICATORIA

A mi madre, la persona más noble que he conocido, y quien ha sido el pilar fundamental y motivación para el logro de muchas de mis metas.

A Vanessa Josefina Pernía Piña, quien fuere un invaluable apoyo incondicional durante una parte importante de mi vida.

Y a la memoria de un gran amigo y hermano, Juan Sintclair†.

Roberto A. Azancot M.

AGRADECIMIENTOS

A mi tutor, el Prof. Ricardo A. Bonilla, y al Prof. Oscar A. López, por la orientación y apoyo que me han brindado a lo largo de la evolución de este trabajo de investigación para poder alcanzar, de forma conveniente y satisfactoria, los objetivos trazados.

Al Prof. Antonio Güell, al Prof. Carlos Zerpa, al Prof. Eliud Hernández, al Prof. Gustavo Coronel, a la Prof.^a Maritza Rivas, al Prof. Norberto Fernández, y al Prof. Trino Baloa, por la colaboración y asesoramiento cordial y oportuno que me prestaron.

A Juan Sintclair†, Daniel Degen, Gastón Parra, Noel Salom, y muy especialmente a Vanessa Josefina Pernía Piña, por la ayuda y disposición que me brindaron para solventar algunos de los percances que se presentaron en ciertas etapas del desarrollo de este trabajo.

A quienes me hicieron ver lo importante que es saber reconocer las virtudes y capacidades propias y de los demás; así como de los distintos mecanismos y recursos que están a mi alcance, para poder enfrentar de forma eficaz los retos que se me presentan.

A mis abuelos Mena's, agradecimiento eterno.

Por último quiero agradecer a todos aquellos que de una u otra forma colaboraron en el desarrollo y culminación de este trabajo de investigación.

Roberto A. Azancot M.

Azancot M., Roberto A.

“ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA. (Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad de edificaciones escolares tipo rural)”

Tutor Académico: Prof. Ricardo A. Bonilla M.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, UCV. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2012. n° pág. 936.

Palabras Clave: Análisis Estático No Lineal, Pushover, Mampostería, Factor de Reducción R, Ductilidad, Desempeño, Vulnerabilidad, Linealización Equivalente, Evaluación Sísmica, Conexiones Parcialmente Rígidas, Envolventes de Espectros.

Resumen. El presente trabajo de investigación plantea evaluar la vulnerabilidad sísmica en estructuras metálicas de un piso, enfocándose sólo en ciertas edificaciones escolares tipo rural, “Escuelas tipo R”, y establecer los elementos no estructurales que ponen en riesgo la integridad física de las personas durante la ocurrencia de un eventual sismo. Para cumplir con estos objetivos, se procedió a recopilar datos, realizar visitas técnicas a dos escuelas, determinar las características y estimar las propiedades de los elementos estructurales y no estructurales presentes en las mismas y elaborar modelos matemáticos que permitan analizar el comportamiento de estas estructuras ante eventuales sismos, desarrollar análisis de tipo estático no lineal para estimar la capacidad de estas estructuras, aplicar el Método de Linealización equivalente de FEMA 440 para determinar primeramente si pueden alcanzar el desempeño sísmico y obtener así los Factores de Reducción R característicos, para finalmente apoyarse en estos Factores para desarrollar los análisis dinámicos espaciales por superposición modal de la norma COVENIN 1756-2001. Todos los análisis sísmicos consideran las Envolventes de los Espectros de Demanda Sísmica, considerando todas las formas espectrales y suelos tipificados en la norma COVENIN 1756-2001. Con los resultados obtenidos se evalúa vulnerabilidad sísmica que pudieran presentar estas Escuelas tipo R, y el efecto de la mampostería en el desempeño sísmico de las mismas. Se evalúa adicionalmente, una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales y sin considerar la mampostería de las Escuelas tipo R, solo para el caso más crítico. Orientándose en los resultados de la propuesta de reforzamiento adicional se plantean algunas otras propuestas de reforzamiento a evaluar, con miras a poder lograr mitigar la vulnerabilidad de las Escuelas tipo R cualquiera sea la amenaza sísmica involucrada. Además se hacen algunas consideraciones acerca de las recomendaciones de reforzamiento estructural presentadas por el “Manual para el recate y mejoramiento de las escuelas tipo R” para la sustitución de cubiertas de techo livianas por otras más pesadas de tejas criollas.

ÍNDICE GENERAL

PARTE I	1
CAPÍTULO I	2
FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	2
INTRODUCCIÓN	2
PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA	5
Antecedentes.....	5
JUSTIFICACIÓN	22
Motivación y Aportes.....	22
Alcance y Limitaciones	24
OBJETIVOS	33
Objetivos Generales:	33
Objetivos Específicos:.....	33
CAPÍTULO II	35
MARCO TEÓRICO	35
II.1 SISMOS. CAUSAS Y MEDICIÓN	35
II.2 RIESGO SÍSMICO	43
II.3 AMENAZA O PELIGRO SÍSMICO	45
II.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA	56
II.5 REHABILITACIÓN O ADECUACIÓN	58
II.6 DUCTILIDAD, ARTICULACIONES PLÁSTICAS Y MECANISMOS DE FALLA O COLAPSO	59
II.7 TIPOS DE CONEXIONES	79
II.7.1 Conexión de momento al alma de columnas (eje débil).....	90
II.8 CRITERIO DE CEDENCIA PARA MATERIALES DÚCTILES	99
II.9 ESBELTEZ DE ELEMENTOS EN MIEMBROS DE PERFILES I LAMINADOS	104
II.10 LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS	107
II.11 CAPACIDAD REPRESENTATIVA DE LOS ESTADOS LÍMITES (LRFD) DE MIEMBROS Y CONEXIONES	116
II.11.a Factores de Reducción de la Capacidad Resistente “ ϕ ”	117
II.11.b Factor de Modificación “ R_y ”	118
II.11.c Factor de Conocimiento, “ k ”	121
II.11.1 Miembros Traccionados.....	126
II.11.2 Miembros Comprimidos.....	128
II.11.3 Miembros sometidos a Corte.....	132
II.11.4 Miembros sometidos a Flexión	158
II.11.5 Miembros simétricos sometidos a Fuerzas de Flexión y Normales Combinadas.....	203
II.11.6 Fuerzas concentradas	209
II.11.6.1 Fuerzas concentradas en alas y alma de los miembros	209
II.11.6.2 Zona del Panel, y Filosofía de Columnas Fuerte-Vigas Débiles.....	217
II.11.7 Resistencia de los elementos afectados en los miembros conectados	224
II.11.8 Resistencia de los elementos de conexión.....	226
II.11.9 Resistencia al aplastamiento.....	227
II.11.10 Capacidad la Soldadura en Conexiones Soldadas	228
II.11.10.1 Información Previa a cerca de las Soldaduras.....	228
II.11.10.2 Resistencia y Deformación de Soldadura de Filete.....	243

<i>II.11.10.3 Resistencia y Deformación de Soldadura de Ranura de Penetración Completa en una unión a tope</i>	250
II.12 CONSIDERACIONES SOBRE LA CAPACIDAD DE LOS MIEMBROS Y SUS CONEXIONES	251
II.13 CALIDAD DEL ACERO EN LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA	253
II.14 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	256
II.14.1 Según el sistema estructural, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001.....	256
II.14.2 Según el sistema estructural, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1618:1998.....	257
II.14.3 Según el nivel de diseño, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001	260
II.14.4 Según el tipo de conexiones, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, y conforme a lo expuesto en la Sección II.7 de este trabajo	262
II.14.5 Según la regularidad de la estructura, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001	262
II.14.6 Según el uso de la estructura, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001.....	270
II.15 SISTEMA ESTRUCTURAL TIPO PÓRTICO A MOMENTO ORDINARIO (OMF) PARA CONEXIONES PARCIALMENTE RÍGIDAS (PR)	272
II.16 ESTADOS LÍMITES Y MODOS DE FALLA	275
II.17 SELECCIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE REDUCCIÓN R SEGÚN LAS NORMAS COVENIN-MINDUR 1618:1998 Y COVENIN-MINDUR 1756:2001	277
II.18 ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA Y COEFICIENTE SÍSMICO	282
II.19 MÉTODOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN, Y REHABILITACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN EXISTENTE	289
<i>II.19.1 Clasificación de los Métodos de Análisis</i>	293
<i>II.19.2 Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel. (COVENIN-MINDUR 1756:2001)</i>	297
<i>II.19.3 Métodos de Análisis Estático No Lineal</i>	302
<i>II.19.3.1 Curva de Capacidad "Pushover". (FEMA 273, FEMA 356 y FEMA 440)</i>	303
<i>II.19.3.2 Método de los Coeficientes de Modificación de Desplazamiento. (FEMA 273, FEMA 356, FEMA 440)</i>	335
<i>II.19.3.2 Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad. (FEMA 440)</i>	346
<i>II.19.3.3 Factor de Reducción Equivalente R. Reducción de la Demanda Sísmica según COVENIN-MINDUR 1756:2001, partiendo de los resultados según FEMA 440</i>	369
II.20 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO. (COMBINACIÓN DE CARGAS). COVENIN-MINDUR 1618:1998	380
II.21 DERIVAS Y EFECTOS P-Δ Y P-Δ	385
II.22 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	388
II.23 MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL	390
II.23.1 Generalidades sobre la Mampostería No Estructural.	390
II.23.2 Evaluación de la Resistencia y Rigidez de Estructuras con Mampostería No Estructural Confinada.	394
II.23.3 MNR confinada sometida a cargas laterales en su plano.....	397
II.23.3.1 Ancho de la Biela Equivalente.....	401
II.23.3.2 Excentricidad de la Biela Equivalente.	406
II.23.3.3 Pórticos Parcialmente Rellenos con MNR.....	408
II.23.3.4 Pórticos con Panel de Relleno de MNR con aberturas.	409
II.23.3.5 Daños Existentes en el Panel de Relleno de URM.....	411
II.23.3.6 Comportamiento Carga-Deformación de la Biela Equivalente Excéntrica.	412
II.23.3.7 Resistencia al Agrietamiento del Panel de Relleno de MNR confinada.....	417

II.23.3.8 Resistencia al Corte del Panel de Relleno de MNR confinada.....	418
II.23.3.9 Ubicación de las Rótulas Plásticas para el AENL “Pushover”.....	419
II.23.3.10 Extensión de la Rigidez de Extremos (REO’s sus siglas en inglés).	422
II.23.3.11 Aplicación de Cargas en el AENL “Pushover”.....	423
II.23.3.12 Evaluación de Rigidez en el Plano de Paneles de Relleno de MNR confinada.....	424
II.23.3.13 Comportamiento de Carga-Deflexión Bilineal.....	425
II.23.3.14 Determinación de K_i y K_r	427
II.23.4 Evaluación Fuera del Plano de Paneles de Relleno de MNR Confinados.....	431
II.23.4.1 Evaluación de la Rigidez y Resistencia Fuera del Plano.	432
II.23.4.2 Paneles Perforados.....	436
II.23.4.3 Daño Existente en el Relleno.....	436
II.23.4.4 Flexibilidad de los Elementos del Pórtico.....	437
II.23.4.5 Efecto de las Cargas Fuera del Plano sobre la Capacidad En el Plano.....	439
II.23.5 Expresiones alternativas para estimar la deriva relativa máxima (Δ/h), el esfuerzo máximo nominal de corte (f^v), y un valor alternativo de la resistencia a compresión (f^m) de la Mampostería No Estructural Confinada.....	440
II.24 ESCUELAS TIPO R.....	442
II.24.1 Escuelas Tipo R Tradicional y Tipo R Modificado.....	444
II.24.2 Cambio de cubierta. Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, Tipo R Modificada Reforzada y Tipo R Reforzada con columnas de concreto.	447
PARTE II.....	464
CAPÍTULO III.....	465
MÉTODO	465
III.1 CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	469
CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	470
1) Elementos no estructurales en techos y cubiertas:.....	470
2) Mampostería no estructural y elementos no estructurales fijados o embutidos en las paredes:.....	470
3) Muebles y equipos en general:	471
DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.	472
1) Elementos no estructurales en techos y cubiertas:.....	472
2) Mampostería no estructural y elementos no estructurales fijados o embutidos en las paredes:	479
3) Muebles y equipos en general:	485
III.2 REVISIÓN DEL INFORME TITULADO “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE CENTROS EDUCATIVOS DAÑADOS DURANTE EL TERREMOTO DE CARIACO DEL 9 DE JULIO DE 1997, ESTADO SUCRE”	493
III.3 VISITA DE CAMPO PARA INSPECCIÓN OCULAR.....	499
III.4 MODELOS MATEMÁTICOS DE LAS ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL Y ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA.....	506
III.4.1 Estudio Generalizado de Escuelas Tipo R.....	506
III.4.2 Selección de Escuelas Tipo R Tradicional y las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada como las estructuras metálicas de un piso a ser analizadas.	508
III.4.3 Marco General para los Análisis.	510
III.4.4 Capacidad y Demanda Sísmica según los AENL. (Modelos matemáticos con y sin mampostería).....	511
III.4.5 Capacidad y Demanda según los ADL (sólo modelos sin mampostería), y Vulnerabilidad Sísmica.....	514
III.4.6 Modelaje de la Mampostería.	516
III.4.7 Rigidez de la Cubierta de techo.....	520

III.4.8 Cubierta de techo de las Escuelas Tipo R Tradicional.	521
III.4.9 Cubierta de techo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas.....	522
III.4.10 Selección de los Tipos de Suelos según las Formas Espectrales.	523
III.4.11 Simplificaciones de los Sistemas Estructurales.	524
III.4.12 Hipótesis de Combinación de Acciones (ver Sección II.20).....	551
III.4.13 Zonas Sísmicas.	562
III.4.14 Clasificación de las Estructuras según el sistema estructural.....	563
III.4.15 Clasificación de las Estructuras según el Tipo de Conexiones.	564
III.4.16 Clasificación de las Estructuras según el Uso. Factor de Importancia. ...	565
III.4.17 Clasificación de las Estructuras según la Regularidad de la Estructura.	566
III.4.18 Columna Fuerte - Viga Débil.	568
III.4.19 Factor de Reducción (R) Equivalente de la Respuesta Sísmica, Ductilidad y Nivel de Diseño.	569
III.4.20 Deriva y Coeficiente de Estabilidad.	573
III.4.21 Envoltorio de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica y Reducida. (Ver Anexo E)	584
III.4.22 Masas, Cargas Permanentes y Variables. (Anexo F)	589
III.4.23 Centro de Masa.	589
III.4.24 Modelos Estructurales a Estudiar.	590
• Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), con cubierta de techo de láminas tipo asbesto-cemento:	594
• Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de malla expandida tipo “Riplex”:.....	594
• Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem”:	594
• Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de malla expandida tipo “Riplex”, incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales:.....	594
III.4.25 Algunas particularidades en los Modelos Matemáticos desarrollados mediante el programa de análisis estructural SAP2000.	595
III.4.26 Asignación de los “Hinges” sobre los miembros de pórticos.....	601
III.4.27 Vulnerabilidad Sísmica y Desempeño Sísmico con y sin mampostería... 602	
CAPÍTULO IV	604
RESULTADOS Y ANÁLISIS.	604
IV.1 CONEXIÓN COLUMNA-VIGA DE CARGA, DE UN PORTICO EN LA DIRECCIÓN CORTA DE LAS ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL, DE FORMA AISLADA, MEDIANTE UN MODELO MATEMÁTICO IDEALIZADO DE ELEMENTOS FINITOS SUFICIENTEMENTE DISCRETIZADO.....	604
IV.2 CURVAS DE “PUSHOVER” O CURVAS DE CAPACIDAD.	609
Escuelas Tipo R Tradicional sin mampostería.	609
Escuelas Tipo R Tradicional con mampostería.	610
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada sin mampostería.....	613
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con mampostería.....	615
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y sin considerar la mampostería no estructural o reforzada.....	618
IV.3 PUNTOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO.	620
Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem)	621
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y sin considerar la mampostería no estructural o reforzada. Modelo 4.	630

IV.4 RESPUESTA MODAL.....	638
IV.5 RESPUESTA DINÁMICA (ADL), Y COMPARACIÓN CON LA RESPUESTA SEGÚN LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO (AENL).....	639
Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem).....	639
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y sin considerar la mampostería no estructural o reforzada.....	644
CAPÍTULO V	647
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	647
V.1 CONCLUSIONES.....	647
V.2 RECOMENDACIONES.....	660
REFERENCIAS	665
ANEXOS.....	676
ANEXO A	677
Resumen de la revisión efectuada al estudio de los ingenieros Alonso, G. y Figuera, F. (1997, septiembre), titulado “Evaluación Estructural de Centros Educativos Dañados durante el Terremoto de Cariaco del 09 de julio de 1997, Estado Sucre”. (Alonso y Figuera, 1997).....	677
ANEXO B	680
Muestra Fotográfica de algunas de las variantes en los Sistemas Estructurales de las Escuela Tipo R.....	680
B.1. <i>Fotografías Cortesía de: La Dirección de Construcción de la Dirección General de Equipamiento Territorial del Ministerio del Poder Popular para la Infraestructura.</i>	682
Variantes en las Escuelas Tipo R Tradicional	682
Variantes en las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada	690
Muestra de una Escuela Tipo R Modificada Reforzada	708
B.2. <i>Fotografías Obtenidas del Documento de FEDE Titulado “Planteles Construidos con Sistema R”. (FEDE, 2001).</i>	709
Escuelas Tipo R Tradicional	709
B.3. <i>Fotografías Obtenidas de la página web de la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas – FEDE. (FEDE, s.f. b).</i>	713
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas	714
Escuelas Tipo R Modificada Reforzadas.....	718
ANEXO C	720
Fotografías de las visitas realizadas a dos planteles.	720
C.1. <i>Fotografías de la Visita a la E. B. N. J.A. Alfaro Zamora.</i>	721
C.2. <i>Fotografías de la Visita al C. P. B. Virginia Vera.</i>	728
ANEXO D	744
Planos en 2D de la Edificación 1 del C.P. B. Virginia Vera. “Híbrido” de Escuela Tipo R Tradicional Reforzada (R-3)	744
D.1. <i>Planos Arquitectónicos.</i>	745
D.2. <i>Planos de Estructuras.</i>	752
ANEXO E	755
Envolventes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Elásticas, y de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Reducida según el Factor de Reducción R obtenido por Desempeño.	755
E.1. <i>Envolventes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Elásticas.</i>	756
E.2 <i>Envolventes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Reducidas.</i>	760
ANEXO F.....	761
Cálculos de Masas, Pesos y Carga Variable de las estructuras; y valores asumidos para la Bielas Equivalentes.....	761

<i>F.1. Masas y Pesos de las Cubiertas de Techo.....</i>	762
<i>F.2. Carga Variable.....</i>	766
<i>F.3. Masas y Pesos de las Estructuras.....</i>	767
<i>F.4. Resumen de Masas y Pesos Totales de las Escuelas Tipo R.....</i>	769
<i>F.5. Parámetros de las Bielas Equivalentes, y Comparación de los Resultados de un Modelo Representativo de ciertos Ensayos de Castilla E. para la Justificación de la Aplicabilidad del Método.....</i>	770
<i>F.6. Perfiles I SIDOR.....</i>	784
ANEXO G.....	788
Modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.....	788
<i>G.1. Modelos en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, de tres aulas (R-3).....</i>	789
Escuelas Tipo R Tradicional (R-3).....	789
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3).....	792
<i>G.2. Modelos matemáticos de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, de tres aulas (R-3), desarrollados en el programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995).....</i>	795
Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), para cubierta de techo con láminas tipo asbesto-cemento.....	795
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), para cubierta de techo de tejas criollas; tanto para el caso de malla expandida tipo “Riplex”, como para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem”.....	801
Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), para cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de malla expandida tipo “Riplex”, incluyendo una propuesta alternativa de reforzamiento adicional mediante diagonales en la dirección (X) a ser verificada.....	807
ANEXO H.....	809
Determinación del tipo de Conexión (TR ó PR) de la Conexión Columna-Viga de Carga.....	809
<i>H.1. Definición del modelo de elementos finitos discretizados para pórticos transversales.....</i>	810
<i>H.2. Resultados obtenidos de la evaluación del pórtico considerado, e identificación de la rigidez elástica tipificada (TR ó PR), que caracteriza la conexión columna-viga de carga.....</i>	815
<i>H.3. Un estudio sobre conexiones de momento al alma de columnas (eje débil).....</i>	823
<i>H.4. Estimación de la capacidad de las conexiones de momento al alma de columnas (eje débil), en las Escuelas Tipo R Tradicional y Tradicional Reforzada.....</i>	828
ANEXO I.....	829
Resumen Esquemático de los Análisis y Desarrollo de los Análisis Estático No Lineal “Pushover”.....	829
<i>I.1.1 Resumen Esquemático de Análisis de los modelos sin mampostería. (Modelos 1.1, 2.1, 3.1).....</i>	830
<i>I.1.2 Resumen Esquemático de Análisis del modelo de la propuesta de reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”). (Modelo 4).....</i>	831
<i>I.2 Resumen Esquemático de Análisis de los modelos con mampostería. (Modelos 1.2 y 1.3, 2.2 y 2.3, 3.2 y 3.3).....</i>	832
<i>I.3 Asignación de los “Hinges” a los componentes de los Modelos.....</i>	833
<i>I.4 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) con y sin mampostería (Modelos 1.1, 1.2 y 1.3).....</i>	840
<i>I.5 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Plycem”) con y sin mampostería (Modelos 3.1, 3.2 y 3.3).....</i>	857
<i>I.6 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad</i>	

<i>(FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo "Riplex") con y sin mampostería (Modelos 2.1, 2.2 y 2.3).....</i>	874
I.7 Resultados de los AENL. Curvas de "Pushover" y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo "Riplex") más una propuesta de refuerzo adicional mediante arriostramientos diagonales (Modelos 4).....	891
I.8 Derivas y Coeficiente de Estabilidad, y Factores de Reducción y Torsión Adicional a emplear en ADL, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el "Método de Linealización Equivalente".....	900
I.9 Valores de Ductilidad "μ", representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el "Método de Linealización Equivalente", y la incidencia sobre estos al considerar la mampostería.....	904
ANEXO J.....	906
Resultados de los ADL. Análisis Modal de los Modelos 1, 2, 3 y 4, y Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel (COVENIN-MINDUR 1756:2001), de los Modelos 1 y 4. Comparación de Cortante Basal, Derivas de los AENL con los ADL.....	906
J.1 Períodos y masas participativas.....	907
J.2 Demanda/Capacidad de Miembros en la condición más crítica por Cargas Gravitatorias. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1, 2.1 y 3.1).....	913
J.3 Demanda/Capacidad de Miembros en la condición más crítica obtenida de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, considerando Cargas Laterales más Gravitatorias. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).	914
J.4 Reacciones Globales a nivel de la Base de las Estructuras, obtenidas de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).	919
J.5 Derivas Relativas y Cortantes Basal, obtenidas de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, solo de los modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).....	922
J.6 Comparación entre los Resultados de Derivas Relativas y Cortantes Basal, obtenidas de Análisis Estático No Lineal por el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente (FEMA 440), y de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, solo de los modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).....	924
ANEXO K.....	926
Archivo fotográfico de elementos no estructurales encontrados en los planteles visitados, y que son típicos de las escuelas; incluyéndose su identificación según la clasificación de la Sección III.1	926

ÍNDICE TABLAS

Tabla 1.	Algunos sismos en el Mundo con efectos adversos sobre las escuelas	6
Tabla 2.	Estadísticas de daños en escuelas en los recientes terremotos destructivos	8
Tabla 3.	Algunos sismos en el país con efectos adversos sobre las escuelas	12
Tabla 4.	Valores del coeficiente de aceleración horizontal (A_0).....	46
Tabla 5.	Forma Espectral y Factor de Corrección (ϕ).....	49
Tabla 6.	Períodos medio de Retorno (T_r) y Probabilidad de Excedencia (1-P), dependiendo del uso de las edificaciones, según la norma COVENIN 1756:2001.	54
Tabla 7.	Coeficiente de Aceleración Horizontal ($\alpha \cdot A_0$) y Vertical ($^{2/3} \cdot \alpha \cdot A_0$), según la importancia de la edificación.	55
Tabla 8.1	Coeficiente de Longitud Efectiva k, para una columna en compresión axial, representada individualmente como miembro aislado de la estructura, y según ciertas condiciones de apoyo ideal en las conexiones de sus extremos.	109
Tabla 8.2	Factor de corrección en vigas, ζ_v	113
Tabla 9.	Factores de Reducción de Rigidez (FRR) para aceros con $F_y=2530\text{kgf/cm}^2$ (36ksi).....	114
Tabla 10.	Factor de Modificación de Resistencia (R_y) para aceros ASTM A36/A36M-00	119
Tabla 11.	Factor de Modificación de la Tensión Cedente mínima especificada.....	119
Tabla 12.	Factor de Conocimiento “k”, según FEMA 356.....	122
Tabla 13.	Factor de Conocimiento “k”, según FEMA 273.....	123
Tabla 14.	Cálculo de la capacidad de acción de los componentes para un análisis No Lineal	124
Tabla 15.	Factor Forma para Cortante (f_s) para cortante en Perfiles IPN, respecto a los ejes principales de inercia	151
Tabla 16.	Máxima Deformación Cedente Gobernada por Corte Puro en Perfiles IPN, Respecto al Eje de Mayor y Menor Momento de Inercia	154
Tabla 17.	Rigidizadores Intermedios requeridos para vigas eslabón Cortas de Perfiles IPN de SIDOR, con ($\gamma \leq 0.02\text{rad}$) y ($N_u \leq 0.15N_y$)	156
Tabla 18.	Distintas obtienes de superficies de interacción (P-M2-M3) que presenta el SAP2000 v.12 al definir un “Hinge” (P-M2-M3).....	206
Tabla 19.	Ejemplo del cálculo de la superficie de interacción (P-M2-M3), según las expresiones (H1-1a y H1-1b) de la AISC-LRFD, que desarrolla el SAP2000 v.12 al definir un “Hinge” (P-M2-M3), para 16 curvas P-M (16 ángulos que dividen la curva elíptica o circular de la interacción M2-M3), y dividiendo tanto la capacidad teórica a tracción y a compresión en 5 partes.....	206
Tabla 20.	Tipos de Soldaduras.	228

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

Tabla 21.	Factores de longitud equivalente de soldaduras de filete.	233
Tabla 22.	Tamaño mínimo de soldadura de filete.	234
Tabla 23.	Algunos valores de deformación última	247
Tabla 24.	Factor de importancia.	271
Tabla 25.	Niveles de Diseño por grupo, zona sísmica y altura.	277
Tabla 26.	Correspondencia entre tipos estructurales definidos según la norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001 y los tipificados según las normas norteamericanas (AISC, UBC, etc.), para Estructuras de Acero.	278
Tabla 27.	Requisitos normativos de incidencia sismorresistente.	281
Tabla 28.	Valores de β , T^* y p	282
Tabla 29.	Valores T^+	283
Tabla 30.	Miembros sometidos a Tracción. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.	331
Tabla 31.	Miembros sometidos a Corte. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.	331
Tabla 32.	Miembros sometidos a Flexión. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.	332
Tabla 33.	Zona de Panel de Columnas. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.	333
Tabla 34.	Algunas Conexiones tipo (PR) Estandarizadas. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.	334
Tabla 35.	Valores del Factor de Modificación C_0	337
Tabla 36.	Valores del Factor de Masa Efectiva C_m	339
Tabla 37.	Valores del Factor de Masa Efectiva C_2	339
Tabla 38.	Coeficientes para determinar el período efectivo (T_e) y el amortiguamiento efectivo (β_e).	364
Tabla 39.	Valores límites para las derivas.	386
Tabla 40.	Resistencia a la Compresión de Bloques de Arcilla para Paredes.	392
Tabla 41.	Resistencia a la Compresión de Bloques Huecos de Concreto.	393
Tabla 42.	Factor de Reducción por daños en el plano del panel de relleno URM.	411
Tabla 43.	Relaciones simplificadas de Carga-Deformación de paneles con relleno de MNR confinada, para Procedimientos Estático No Lineales.	414
Tabla 44.	Relaciones máximas (h/t) para los cuales el análisis Fuera del Plano es necesario, según el Criterio de Aceptación.	433
Tabla 45.	Parámetros de Esbeltez para Cargas Fuera del Plano.	435
Tabla 46.	Factores de Reducción según Nivel de Daños.	437
Tabla 47.	Daños en Escuelas Tipo R a causa del terremoto de Cariaco de 1997.	497

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Figura 1.</i> Proporción global de ocurrencia, daños* y víctimas, de los mayores desastres geofísicos ocurridos en el 2007, por Región (en %).	10
<i>Figura 2.</i> Venezuela, País Sísmico.....	11
<i>Figura 3.</i> Esquema de límites de placas para Venezuela.	14
<i>Figura 4.</i> Sismicidad en Venezuela (1990-2004).....	15
<i>Figura 5.</i> Mapa de zonificación sísmica.....	17
<i>Figura 6.</i> Colapso de mampostería no estructural no confinada a causa de un sismo.....	18
<i>Figura 7.</i> Colapso de mampostería no estructural confinada a causa de un sismo.....	18
<i>Figura 8.</i> Desprendimiento o volcamiento de elementos no estructurales.....	19
<i>Figura 9.</i> Placas Tectónicas.....	36
<i>Figura 10.</i> Epicentro y Foco de un sismo.	37
<i>Figura 11.</i> Ondas Sísmicas P (Primarias).....	38
<i>Figura 12.</i> Ondas Sísmicas S (Secundarias).....	38
<i>Figura 13.</i> Ondas Sísmicas L (Love).	39
<i>Figura 14.</i> Ondas Sísmicas R (Rayleigh).....	39
<i>Figura 15.</i> Formas Espectrales Elásticas Tipificadas.	47
<i>Figura 16.</i> Diagrama esfuerzo-deformación característico del acero estructural en tracción uniaxial obtenido de probetas de ensayo.	64
<i>Figura 17.</i> Algunos tipos de Diagramas idealizados esfuerzo-deformación No Lineales.	66
<i>Figura 18.</i> Material Elasto-Plástico Perfecto sometido a Flexión (Comportamiento No Lineal).	67
<i>Figura 19.</i> Formación de una Articulación Plástica.	70
<i>Figura 20.</i> Formación de una Articulación Plástica.	72
<i>Figura 21.</i> Formación de un mecanismo de Falla o Colapso.	73
<i>Figura 22.</i> Posibles mecanismos de falla de un sistema estáticamente indeterminado y configuración de cargas en particular.	75
<i>Figura 23.</i> Articulación Plástica en una viga en cantiliver con una carga puntual el su extremo libre.	77
<i>Figura 24.</i> Deformaciones según el tipo de conexión.....	80
<i>Figura 25.</i> Algunos ejemplos de conexiones típicas.....	81
<i>Figura 26.</i> Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad de las curvas de respuestas momento-rotación de conexiones parcialmente restringidas.	82
<i>Figura 27.</i> Clasificación de la curva de respuesta momento-rotación de conexiones totalmente restringidas (TR), parcialmente restringidas (PR) y Flexibles.....	83
<i>Figura 28.</i> Cálculo del ángulo de rotación plástica.	85
<i>Figura 29.</i> Rotación y deflexión de una conexión TR ó PR.	86

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

<i>Figura 30.</i> Conexiones Precalificadas de FEMA 350.	87
<i>Figura 31.</i> Conexiones Precalificadas de FEMA 273.	88
<i>Figura 32.</i> Conexiones al eje menor de columnas.	98
<i>Figura 33.</i> Estado tridimensional o triaxial esfuerzos generalizado.	99
<i>Figura 34.</i> Curva de esfuerzo crítico de pandeo de Columnas de acero estructural según el parámetro de esbeltez, para $\Phi_{as}=1$	131
<i>Figura 35-1.</i> Diagrama de la Capacidad Teórica de Corte-Momento de una Viga Eslabón cuando la fuerza axial satisface que $(N_u \leq 0.15N_y)$	134
<i>Figura 35-2.</i> Variación de la Capacidad de Resistencia Teórica al Cortante Puro y al Cortante debido a la Flexión, según efectos derivados de fuerzas axiales.	136
<i>Figura 35-3.</i> Variación de la Capacidad de Resistencia al Corte en función a la esbeltez de sus elementos.	142
<i>Figura 35.</i> Ubicación de vigas eslabón, de longitud (L), en algunas de las configuraciones más comunes de pórticos con arriostramientos excéntricos.	143
<i>Figura 36.</i> Diagrama de cuerpo libre de una viga eslabón.	144
<i>Figura 37.</i> Deformación Angular (γ) de un elemento infinitesimal sometido a esfuerzos de corte (τ).	148
<i>Figura 38.</i> Resistencia teórica a flexión por cedencia y pandeo lateral torsional, en función de la longitud no arriostrada y del gradiente de momentos en el eje de mayor inercia.	168
<i>Figura 39.</i> Viga doblemente empotrada.	170
<i>Figura 40.</i> Rotación relativa distinta de los extremos de una viga doblemente empotrada.	170
<i>Figura 41.</i> Rotación relativa idéntica de los extremos de una viga doblemente empotrada.	171
<i>Figura 42.</i> Deflexión relativa (Δ) de los extremos de una viga doblemente empotrada, para rotaciones relativas pequeñas ($\theta \leq 5^\circ$ o $\theta \leq 0.087$ rad) e idénticas.	171
<i>Figura 43.</i> Rigidez Flexional (K_Δ) y Angular o Rotacional (K_θ) de una viga doblemente empotrada.	172
<i>Figura 44.</i> Deformación de miembros de pórticos con conexiones TR.	172
<i>Figura 45.</i> Simplificación de la deformación de miembros de pórticos con conexiones TR en FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000).	173
<i>Figura 46.</i> Reacciones de una viga con conexiones TR sometida a una deflexión Δ	173
<i>Figura 47.</i> Modelo de viga con conexiones PR, mediante resortes con rigidez rotacional (K_θ) en los extremos.	179
<i>Figura 48.</i> Modelo de Pórtico PR.	180
<i>Figura 49.</i> Modificación de la Rigidez en los extremos de un miembro (elemento tipo "Frame").	182
<i>Figura 50.</i> Caso Particular de Modelo de Pórtico PR.	183
<i>Figura 51.</i> Modelo simplificado de un Subconjunto de Pórtico PR y de un Subconjunto de Pórtico TR equivalente a éste, según el <i>método indirecto alternativo</i>	185

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

<i>Figura 52.</i> Viga con conexiones TR sometida a una deflexión (Δ) en uno de sus extremos.....	187
<i>Figura 53.</i> Tramo de la viga, con conexiones TR, al punto de inflexión.....	187
<i>Figura 54.</i> Tramos contiguos a los puntos de inflexión de dos vigas idénticas unidas de manera continua, con conexiones TR.....	188
<i>Figura 55.</i> Modelo simplificado de un Subconjunto de miembros vigas y columnas con conexiones TR, a los puntos de inflexión.....	188
<i>Figura 56.</i> Deriva de entrepiso (Δ) del modelo del <i>Subconjunto</i> con conexiones TR, asumiendo que las vigas poseen una rigidez flexional infinita ($K_v = \infty$).....	189
<i>Figura 57.</i> Deriva de entrepiso (Δ) del modelo del <i>Subconjunto</i> con conexiones TR.....	190
<i>Figura 58.</i> Modelo simplificado de un Subconjunto de miembros vigas con conexiones PR (idealizadas con resortes rotacionales) y columnas con conexiones TR...	191
<i>Figura 59.</i> Deriva de entrepiso (Δ_{PR}) del modelo del <i>Subconjunto</i> con vigas con conexiones PR, idealizadas con resortes rotacionales.....	193
<i>Figura 60.</i> Rigidez ajustadas ($K_{v \text{ ajust}}$ y $EI_{v \text{ ajust}}$) para vigas con conexiones PR en el modelo del <i>Subconjunto</i>	194
<i>Figura 61.</i> Modelo simplificado de un Subconjunto de Pórtico TR equivalente a uno PR, según el <i>método indirecto alternativo</i>	194
<i>Figura 62.</i> Viga con conexiones TR en sus extremos, con apoyos sometidos a rotaciones relativas diferentes.....	195
<i>Figura 63.</i> Viga con conexiones PR en sus extremos, con apoyos sometidos a rotaciones relativas idénticas.....	196
<i>Figura 64.</i> Viga con conexiones PR en sus extremos, con apoyos sometidos a deflexión relativa, según el <i>método indirecto alternativo ampliado</i>	198
<i>Figura 65.</i> Rigidez a flexión ajustada de la viga ($K_{v \text{ ajust}}$), según el <i>método indirecto alternativo ampliado</i>	199
<i>Figura 66.</i> Rigidez ajustada de la viga ($EI_{v \text{ ajust}}$), según el <i>método indirecto alternativo ampliado</i>	199
<i>Figura 67.</i> Rigidez ajustada de la viga ($EI_{v \text{ ajust}}$) considerando resortes con idéntica rigidez elástica rotacional, según el <i>método indirecto alternativo ampliado</i> ...	200
<i>Figura 68.</i> Factor de modificación de la Rigidez de un miembro (elemento tipo "Frame").....	201
<i>Figura 69.</i> <i>Caso Particular</i> de Modelo de Pórtico PR, y su deformación idealizada ante carga sísmica.....	202
<i>Figura 70.</i> Efectos P- δ y P- Δ	208
<i>Figura 71.</i> Pandeo o Flexión Local de Alas.....	211
<i>Figura 72.</i> Dimensiones consideradas para determinar la resistencia teórica por Cedencia Local del Alma.....	212
<i>Figura 73.</i> Fuerzas en la Zona de Panel.....	218
<i>Figura 74.</i> Plancha Adosada y Plancha de continuidad.....	218
<i>Figura 75.</i> Tipos Básicos de uniones soldadas.....	229

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

<i>Figura 76.</i> Área efectiva sobre una soldadura de filete.	231
<i>Figura 77.</i> Área efectiva sobre una soldadura de filete.	232
<i>Figura 78.</i> Área efectiva sobre una soldadura de filete para uniones T oblicuas.	232
<i>Figura 79.</i> Algunos ejemplos de soldaduras de ranura a tope según la preparación del material base.	235
<i>Figura 80.</i> Ejemplo del área efectiva de una soldadura de ranura en unión a tope de penetración total.	236
<i>Figura 81.</i> Espesor efectivo de soldadura de penetración parcial por un solo lado, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $T \leq 3\text{mm}$	236
<i>Figura 82.</i> Espesor efectivo de soldadura de penetración parcial desde un solo lado, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $3\text{mm} < T \leq 6\text{mm}$	237
<i>Figura 83.</i> Espesor efectivo de soldadura de penetración parcial efectuada por ambos lados, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $T \leq 6\text{mm}$	237
<i>Figura 84.</i> Espesor efectivo de soldadura de penetración completa desde un solo lado, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $T \leq 6\text{mm}$	238
<i>Figura 85.</i> Espesor efectivo de soldadura de penetración completa efectuada por ambos lados, cuando ambos materiales base, o en el caso de conexión en “T” sólo el material base conectado perpendicularmente, tienen un espesor: $T \leq 6\text{mm}$	239
<i>Figura 86.</i> Área efectiva sobre una soldadura de filete.	241
<i>Figura 87.</i> Deformación Última (Fractura) de un elemento cualquiera discretizado de un grupo de soldaduras, considerando el método del centro instantáneo de rotación para una carga excéntrica.	248
<i>Figura 88.</i> Espectros de Respuesta Sísmica Elástica, (Completa y Reducida).	285
<i>Figura 89.</i> Asignación de masa en elementos tipo “Area Sections”.	288
<i>Figura 90.</i> Resumen esquemático de los análisis de especial interés para el presente trabajo.	296
<i>Figura 91.</i> Sistema Equivalente de 1 Grado de Libertad.	302
<i>Figura 92.</i> Propiedades Geométricas No lineales.	306
<i>Figura 93.</i> Definición en el SAP2000, de cargas automáticas para una distribución vertical de cargas laterales sísmicas, según coeficientes definidos por el usuario.	311
<i>Figura 94.</i> Modificación en el SAP2000, de los coeficientes definidos por el usuario, en patrón de carga lateral sísmica automática.	311
<i>Figura 95.</i> Selección en el SAP2000, para un AENL <i>Pushover</i> , del patrón de distribución vertical de cargas laterales sísmicas, según coeficientes definidos por el usuario.	315
<i>Figura 97.</i> Definición del caso de análisis modal en el SAP2000.	318
<i>Figura 99.</i> Definición en el SAP2000, de un caso de cargas que representará las cortantes relativas de entrepiso, según la masa total de cada nivel.	321
<i>Figura 100.</i> Asignación de cada cortante relativo de entrepiso en dirección X, cada uno proporcional a la masa total de cada nivel.	322

<i>Figura 101.</i> Asignación de un patrón de distribución vertical de carga en un AENL, proporcional a la masa total de cada nivel, y considerando una dirección en particular.	323
<i>Figura 102.</i> Curvas idealizadas del comportamiento típico de componentes en general. ...	326
<i>Figura 103.</i> Curvas idealizadas Carga-Deformación que ilustran el modelaje y aceptabilidad de los componentes.	327
<i>Figura 104.</i> Relaciones Generalizadas y Parámetros de Carga-Deformación Relativa para Miembros y Componentes (arriba), y Asignación de “ <i>Hinge Overwrites</i> ”	329
<i>Figura 105.</i> Curva de Capacidad “Pushover”.	334
<i>Figura 106.</i> Curva de Capacidad “Pushover”. Criterio de “Aproximación de Igual Desplazamiento”	336
<i>Figura 107.</i> Cálculo de la rigidez efectiva, K_e	342
<i>Figura 108.</i> Curva de Fuerza-Deformación Idealizada para AENL.	343
<i>Figura 109.</i> Cálculo de las Rigideces para la Estimación de la Repuesta de la Edificación.	344
<i>Figura 110.</i> Conversión del Espectro de Demanda Sísmica del formato (S_a vs. T) al formato (S_a vs. S_d), y viceversa.....	350
<i>Figura 111.</i> Conversión de la Curva de Capacidad “Pushover” en el formato (V vs. Δ), al Espectro de Capacidad en el formato “ADRS” (S_a vs. S_d), y viceversa.....	352
<i>Figura 112.</i> Superposición de los Espectros de Demanda y Capacidad.	354
<i>Figura 113.</i> Criterio de “Aproximación de Igual Desplazamiento”.	355
<i>Figura 114.</i> Aplicación del Criterio de “Aproximación de Igual Desplazamiento” como un primer intento para hallar el “Punto de desempeño”.	356
<i>Figura 115.</i> Criterio de Equilibrio de Áreas para obtener la Curva Bilineal.	357
<i>Figura 116.</i> Criterio de Equilibrio de Energía Idealizado, como fundamento del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad.	358
<i>Figura 117.</i> Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad.....	359
<i>Figura 118.</i> Curva Patrón o “Esqueleto” de un Comportamiento Histerético.	360
<i>Figura 119.</i> Tipos de Comportamiento Histerético considerados en FEMA 440.....	361
<i>Figura 120.</i> Reducción del Espectro de Demanda Elástica a un Espectro de Demanda Reducido “MADRS”	366
<i>Figura 121.</i> Lugar geométrico de posibles soluciones según la Familia de Espectros de Demanda Reducidos “MADRS”, y obtención del “Punto de Desempeño”	368
<i>Figura 122.</i> Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440.	371
<i>Figura 123.</i> Reducción uniforme de todo el Espectro Elástico mediante un factor (M/B), según FEMA 440.	371
<i>Figura 124.</i> Espectros “Determinísticos”, según lo especificado en FEMA 302 y FEMA 303.....	372
<i>Figura 125.</i> Espectros Reducidos para ($R \leq \beta_{5\%}$) según COVENIN-MINDUR 1756:2001.....	374

<i>Figura 126.</i> Espectros Reducidos para ($R > \beta_{5\%}$) según COVENIN-MINDUR 1756:2001.....	374
<i>Figura 127.</i> Continuas reducciones de un Espectro Elástico particular	375
<i>Figura 128.</i> Reducción de un Espectro Elástico por medio del Procedimiento C de FEMA 440	376
<i>Figura 129.</i> La reducción de un Espectro Elástico (en formato Sa-Sd) por medio del Procedimiento C de FEMA 440, subestima las aceleraciones respectivas obtenidas según COVENIN-MINDUR 1756:2001, cuando se consideran períodos inferiores a T^+	377
<i>Figura 130.</i> Bloques huecos de arcilla típicos en Venezuela.	392
<i>Figura 131.</i> Bloques huecos de concreto típicos en Venezuela.....	393
<i>Figura 132.</i> Típica Mampostería no reforzada con juntas rellenas con mortero.	393
<i>Figura 133.</i> Deformación típica encontrada en especímenes ensayados de MNR confinada.	401
<i>Figura 134.</i> Biela Diagonal Equivalente a la URM confinada.	402
<i>Figura 135.</i> Geometría de la Biela Diagonal Equivalente.....	404
<i>Figura 136.</i> Ubicación de la Biela Equivalente Diagonal Excéntrica.	406
<i>Figura 137.</i> Pórtico parcialmente relleno con MNR	408
<i>Figura 138.</i> Panel de relleno de MNR confinada con abertura.....	409
<i>Figura 139.</i> Posible ubicación de las bielas equivalentes para panel de relleno de URM con abertura.....	410
<i>Figura 140.</i> Geometría de θ_{biela}	413
<i>Figura 141.</i> Comportamiento Carga-Deformación de la MNR confinada.	413
<i>Figura 142.</i> Relación idealizada del comportamiento Carga-Deformación de la MNR confinada.	414
<i>Figura 143.</i> Altura efectiva y desplazamiento diferencia de componentes de MNR.	415
<i>Figura 144.</i> Falla por corte en la URM.....	418
<i>Figura 145.</i> Distancia a las rótulas o articulaciones en vigas.	420
<i>Figura 146.</i> Ubicación de rótulas plásticas.	421
<i>Figura 147.</i> Ubicación de la Extensión de la Rigidez de Extremos (REO's).	422
<i>Figura 148.</i> Curva Carga-Deformación Bilineal.	425
<i>Figura 149.</i> Curva Carga-Deformación Modificada Bilineal.....	426
<i>Figura 150.</i> Límites Inferior y Superiores de ancho de biela, a.	428
<i>Figura 151.</i> Idealización de la acción de arqueo en un panel de relleno de MNR confinada.	435
<i>Figura 152.</i> Localización de relleno URM.	438
<i>Figura 153.</i> Plantas tipo de la Modulación de Escuelas Rurales tipo R-1, R-2 y R3.....	443
<i>Figura 154.</i> Crecimiento horizontal de una Escuela Tipo R Tradicional, desde 1 hasta 12 módulos.	445

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

<i>Figura 155.</i> Ejemplo de una Planta de Escuelas Tipo R Tradicional.	445
<i>Figura 156.</i> Modelo ilustrativo de la estructura de las Escuelas Tipo R Tradicional.	445
<i>Figura 157.</i> Ejemplo de una Planta de Escuelas Tipo R Modificado.....	446
<i>Figura 158.</i> Modelo ilustrativo de la estructura de las Escuelas Tipo R Modificado.	446
<i>Figura 159.</i> Montaje de la nueva estructura de techo.	450
<i>Figura 160.</i> Preparación de los componentes para el nuevo techo.	450
<i>Figura 161.</i> Reforzamiento estructural.....	453
<i>Figura 162.</i> Planta Techo (Vigas y Correas).....	454
<i>Figura 163.</i> Detalle de cumbrera y cubierta de techo con láminas planas de fibrocemento (Plycem o similar).	455
<i>Figura 164.</i> Detalle de cumbrera y cubierta de techo con machihembrado.	456
<i>Figura 165.</i> Detalle de cumbrera y cubierta de techo con malla metálica expandida (malla tipo Riplex).	457
<i>Figura 166.</i> Corte transversal de la Escuela Tipo R Tradicional Reforzada y detalle del machón central.	458
<i>Figura 167.</i> Corte transversal de la Escuela Tipo R Modificada Reforzada.	460
<i>Figura 168.</i> Detalle estructural del alero de las Escuela Tipo R Modificada Reforzada.	461
<i>Figura 169.</i> Corte transversal de la Escuela Tipo R Reforzada con columnas de concreto.	462
<i>Figura 170.</i> Detalle de prolongación de columna de concreto.	463
<i>Figura 171.</i> E. B. N. J.A. Alfaro Zamora.	500
<i>Figura 172.</i> C. P. B. Virginia Vera.	502
<i>Figura 173.</i> Ampliaciones de las Fotografías B.56, B.58 y B.55, en orden descendente, del Anexo B.	538
<i>Figura 174.</i> Pórtico transversal aislado, de las Escuelas Tipo R Tradicional, modelado mediante elementos finitos discretizados.....	540
<i>Figura 175.</i> Pórtico transversal aislado, de las Escuelas Tipo R Tradicional.....	542
<i>Figura 176.</i> Comportamiento idealizado de columnas con conexiones TR, en analogía con lo mostrado en las Figuras 34 y 35.	543
<i>Figura 177.</i> Convención de la deformación idealizada de una columna con conexión TR en su base y PR en el tope.	544
<i>Figura 178.</i> Aproximación del desplazamiento del tope de las columnas al desplazamiento del pórtico.....	544
<i>Figura 179.</i> Convención adoptada para estimar la deformación de una conexión de columna, ajustada a la 2ª condición de FEMA 356.	545
<i>Figura 180.</i> Puntos y ángulos establecidos para determinar la deformación de la conexión.	546
<i>Figura 181.</i> Obtención del ángulo β' representativo de la deformación de la conexión, sin considerar la deformación de la zona de panel.	546

<i>Figura 182.</i> Fuerzas resultantes de los grupos de elementos finitos que representarán la demanda de resistencia de la soldadura.	549
<i>Figura 183.</i> Ampliaciones de las Fotografías 54, 55 y 56, en orden descendente, del Anexo B.	550
<i>Figura 184.</i> Gráfico generalizado del Fundamento Teórico del Factor de Reducción (R) y del Desplazamiento Total (Δ), considerando como Ductilidad Global $\mu=0.8R$	577
<i>Figura 185.</i> Gráfico generalizado del Fundamento Teórico del Factor de Reducción (R) y del Desplazamiento Total (Δ), considerando como Ductilidad Global $\mu=1$	579
<i>Figura 186.</i> Resultados incoherentes para la Ductilidad Global y Desplazamiento Total de considerar un Factor de Reducción $R=1$	581
<i>Figura 187.</i> Curvas Promedio de los “ <i>Pushover</i> ” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento) con y sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.	613
<i>Figura 188.</i> Curvas Promedio de los “ <i>Pushover</i> ” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “ <i>Riplex</i> ”) con y sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 2.1, 2.2, y 2.3.	617
<i>Figura 189.</i> Curvas Promedio de los “ <i>Pushover</i> ” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con láminas de fibro-cemento tipo “ <i>Plycem</i> ”) con y sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 3.1, 3.2, y 3.3.	617
<i>Figura 190.</i> Curvas Promedio de los “ <i>Pushover</i> ” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “ <i>Riplex</i> ”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.	619
<i>Figura 191.</i> Puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.	623
<i>Figura 192.</i> Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de ductilidad “ μ ” (valores máximos para las dos cond. iniciales de los promedios entre patrones de cargas laterales) por desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3. ...	624
<i>Figura 193.</i> Líneas de Tendencia Lineal de los Índices de rigidez (secante: V/δ) lateral relativa de los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), con mampostería respecto a sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.	625
<i>Figura 194.</i> Líneas de Tendencia Lineal de los Factores de Reducción (R) de los Espectros de Demanda Sísmica Elástica, según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R	

Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.....	626
<i>Figura 195.</i> Líneas de Tendencia Lineal de las Cortantes Basales (V), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.	627
<i>Figura 196.</i> Líneas de Tendencia Lineal de las Derivas Totales Relativas (δ/h), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.	628
<i>Figura 197.</i> Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.	629
<i>Figura 198.</i> Comparación mediante gráficos de barra de los índices de Rigidez (secante) Lateral relativa, $(Ks)_{REF.+ADIC.}/(Ks)_{TRAD}$, por desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), ambos sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 4 y 1.1, respectivamente.....	630
<i>Figura 199.</i> Puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.	632
<i>Figura 200.</i> Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de ductilidad “ μ ” (valores máximos para las dos cond. iniciales de los promedios entre patrones de cargas laterales) por desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga) y en la dirección Y (corta). Modelo 4.	633
<i>Figura 201.</i> Líneas de Tendencia Lineal de los Factores de Reducción (R) de los Espectros de Demanda Sísmica Elástica, según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.	634
<i>Figura 202.</i> Líneas de Tendencia Lineal de las Cortantes Basales (V), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla	

- expandida tipo “*Riplex*”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4. 635
- Figura 203.* Líneas de Tendencia Lineal de las Derivas Totales Relativas (δ/h), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “*Riplex*”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4. 636
- Figura 204.* Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “*Riplex*”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4. 637
- Figura 205.* Períodos de los tres primeros modos de vibración de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “*Riplex*” y con láminas de fibro-cemento “*Plycem*”), y de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “*Riplex*”) incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, todos sin mampostería. Modelos 1.1, 2.1, 3.1 y 4. 638
- Figura 206.* Variación en dirección X (larga, a la izq.) y en dirección Y (corta, a la der.), sin mampostería (con R_X y R_Y) y con mampostería (con R_X^* y R_Y^*), de la Cortante Basal (V_X y V_Y) y de la Deriva Total Relativa (δ_X/h y δ_Y/h), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), obtenidos de los ADL (demanda reducida). Modelo 1.1. 640
- Figura 207.* Demanda/Capacidad crítica por acciones combinadas PMM en miembros principales (caso crítico: columnas), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), sin mampostería (con R_X y R_Y) y con mampostería (con R_X^* y R_Y^*), obtenidos de los ADL (demanda reducida). Modelo 1.1. 641
- Figura 208.* Variación en dirección X (larga), sin mampostería (con R_X y R_Y en el caso ADL, a la izq.) y con mampostería (con R_X^* y R_Y^* en el caso de ADL, a la der.), de la Cortante Basal (V_X) y de la Deriva Relativa (δ_X/h), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), de los resultados obtenidos de los ADL (demanda reducida) y de los obtenidos de los AENL (desempeño). Modelos 1.1 y 1.2. 643
- Figura 209.* Variación en dirección Y (corta), sin mampostería (con R_X y R_Y en el caso ADL, a la izq.) y con mampostería (con R_X^* y R_Y^* en el caso de ADL, a la der.), de la Cortante Basal (V_X) y de la Deriva Relativa (δ_X/h), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), de los resultados obtenidos de los ADL (demanda reducida) y de los obtenidos de los AENL (desempeño). Modelos 1.1 y 1.3. 643

- Figura 210.* Demanda/Capacidad crítica por acciones combinadas PMM en miembros principales (casos críticos: columnas, arriostramientos diagonales inferior y superior), del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”) incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería (con R_x y R_y), obtenidos de los ADL (demanda reducida). Modelo 1.1..... 645
- Figura 211.* Variación en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.), de la Cortante Basal (V_x y V_y) y de la Deriva Relativa (δ_x/h y δ_y/h), del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”) incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, de los resultados obtenidos de los ADL (demanda reducida) y de los obtenidos de los AENL (desempeño). Modelo 4. 646
- Figura 212.* Una propuesta de estudio para el reforzamiento de las Escuelas Tipo R Tradicional, con cubierta de techo con láminas onduladas de “asbesto-cemento” 663
- Figura 213.* Una propuesta de estudio para el reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, con cubierta de techo con tejas criollas soportadas con malla expandida tipo “Riplex”. 664

PARTE I

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

INTRODUCCIÓN

El presente Trabajo Especial de Grado está enmarcado dentro del Proyecto de Investigación IMME-UCV N° 2005000188 titulado *Reducción de Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares*, y coordinado por el Prof. Oscar A. López.

La investigación desarrollada en este Trabajo consiste fundamentalmente en la estimación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras metálicas de un piso, representadas por un tipo particular de edificaciones escolares promovidas por FEDE. Tales edificaciones escolares son las denominadas Edificaciones Escolares Tipo R, Sistemas Constructivos Tipo R, o simplemente "*Escuelas Tipo R*"; las cuales fueron concebidas para ser desarrolladas principalmente en *zonas rurales* del país. El presente estudio de las Escuelas Tipo R, se enfoca únicamente en tres de las distintas "modalidades estructurales" identificadas en el *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R* elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a); a saber: (a) Escuelas Tipo R Tradicional con cubierta de techo liviana -a dos aguas-, (b) Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada para cubierta de techo -a dos aguas- de tejas criollas con malla expandida tipo "*Riplex*", y (c) Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada para cubierta de techo -también a dos aguas- de tejas criollas con láminas de fibro-cemento tipo "*Plycem*".

Para llevar a cabo el análisis de vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R se desarrollaron varios modelos matemáticos mediante el programa de cálculo estructural SAP2000¹. El estudio llevado a cabo se enfoca principalmente en análisis estáticos no lineales, considerando el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad del documento FEMA 440 (ATC, 2005), para estimar si las edificaciones, con y sin mampostería, son capaces de desarrollar la desplazabilidad demandada por un sismo en particular y considerando sólo Zonas Sísmicas 3 a 7; además de aportar información más precisa de la ductilidad y sobrerresistencia inherente a cada uno de los modelos de las Escuelas Tipo R en las dos direcciones principales analizadas. Adicionalmente, se incluyen análisis dinámicos espaciales por el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, basados en los resultados previos de los análisis estáticos no lineales y considerando sólo las edificaciones sin mampostería, a fin de combinar la respuesta de cada estructura en las dos direcciones principales y verificar si se cumplen los criterios mínimos de diseño sismorresistente de las normas venezolanas COVENIN-MINDUR 1756:2001 y COVENIN-MINDUR 1618:1998. En los análisis dinámicos espaciales por el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, se estimarán como análisis equivalentes a los modelos con mampostería, los análisis efectuados a los modelos sin mampostería, pero asumiendo los valores de ductilidad y sobrerresistencia representados por valores del Factor de Reducción de Respuesta R, obtenidos estos últimos de los análisis no lineales previos respectivos.

La mampostería se considera en este estudio como el principal elemento no estructural que puede incidir en la respuesta sísmica de la estructura.

¹ SAP2000 es un programa de computación para el análisis estructural avanzado, estático y dinámico, mediante elementos finitos. La versión empleada de este programa es la versión 12.0.0. Este programa es un producto de Computers and Structures, Inc. (1995). Berkeley, CA.

Además, el presente Trabajo incluye entre otras cosas: ^(a) una exposición suficientemente clara e ilustrativa de los conceptos, fundamentos y criterios teóricos, simplificaciones, procedimientos, y análisis empleados en el trabajo de investigación; ^(b) la elaboración de una clasificación y descripción sencilla de elementos no estructurales, según la amenaza que pueden representar sobre las personas que se encuentran en edificaciones escolares; ^(c) la revisión de un estudio previo referente escuelas que sufrieron daños durante el Terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997, Estado Sucre (Alonso y Figuera, 1997); además de ^(d) tablas anexas donde se muestra un resumen de dicha revisión; ^(e) una muestra fotográfica de algunas de las variantes que pueden encontrarse a nivel nacional de los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R; ^(f) información referente a visitas realizadas a dos planteles educativos en el área metropolitana de Caracas con edificaciones que se presumen son similares a las Escuelas Tipo R, ^(g) anexándose un archivo fotográfico de las mismas; ^(h) algunos planos elaborados de una de las estructuras visitadas, la cual se asemeja más a los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R; ⁽ⁱ⁾ múltiples tablas, gráficos e imágenes referentes a los datos, cálculos, y resultados de los análisis de los modelos matemáticos antes mencionados; así como también, ^(j) un archivo fotográfico de los diversos elementos no estructurales identificados en las visitas hechas a los planteles e indicando en estos últimos su correspondencia con la clasificación antes mencionada.

La mampostería no estructural confinada se modeló considerando el método de bielas equivalentes excéntricas, propuesto por Dr. Al-Chaar (Al-Chaar, 2002) en el reporte del estudio titulado *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*, identificado con la referencia ERDC/CERL TR-02-1.

PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

Antecedentes

El colapso de escuelas a causa de terremotos y sus consecuencias fatales es un hecho repetido a nivel mundial. Muestra de ello se expone en el Boletín Técnico IMME titulado *Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela* (López, Hernández, Del Re et al, 2004), cuando se indica que: en Long Beach, California, 70 escuelas fueron destruidas en el terremoto del año 1933; en el terremoto de Armenia, ocurrido el 7 de diciembre de 1988, donde 24% de los 25000 muertos fueron estudiantes y maestros; en el terremoto de Skopje (Macedonia) que ocurrió el 26 de julio de 1963, 44 escuelas quedaron destruidas; en el terremoto de Molise, Italia, del 31 de octubre de 2002 , colapsó una escuela y murieron 27 niños y un maestro; en el terremoto de Bengöl (Argelia) 10 escuelas sufrieron daños severos y 3 colapsaron, muriendo numerosos niños mientras dormían.

De igual manera, en el Boletín Técnico IMME titulado *Indicadores de riesgo sísmico en edificios escolares de Venezuela* (López, 2009) se muestran algunos terremotos adicionales ocurridos a nivel mundial, con consecuencias adversas sobre las escuelas, los escolares y los maestros (ver Tabla 1).

Un ejemplo particular se puede apreciar en el reporte *Keeping schools safe in earthquakes* (GHI y OECD, 2004) acerca de lo ocurrido en Argelia ante varios eventos sísmicos (entre 1980 y 2003) y sus consecuencias adversas sobre las escuelas (ver Tabla 2).

Tabla 1

Algunos sismos en el Mundo con efectos adversos sobre las escuelas

Terremoto	Lugar	Fecha	M	Efectos en Escuelas	Observaciones
Long Beach	California, USA	10/03/1933	6.3	70 destruidas, 120 con daños severos y 300 con daños menores	Evento ocurrió a las 5:54pm después de finalizadas las clases
Olympia	USA	13/04/1949	7.1	10 escuelas colapsadas y 30 escuelas dañadas	Solo 2 niños murieron por que era día de receso escolar
Kern County	California, USA	21/07/1952	7.7	Una escuela colapsó, 15 sufrieron daño severo y 15 daño moderado, entre las 58 escuelas de la región	Solo una escuela sufrió daño moderado entre las 15 escuelas construidas después de la Ley Field
Skopje	Macedonia	26/07/1963	6.1	44 escuelas destruidas, de un total de 77 escuelas de la ciudad	Tuvo lugar a las 5:17 am por lo que se salvaron miles de vida
Perú	Perú	31/05/1970	7.7	6730 aulas colapsaron, cientos de escuelas seriamente dañadas	Aún cuando este evento provocó unas 70000 muertes no hubo víctimas en las escuelas debido a la hora de ocurrencia
Tangshan	China	27/07/1976	8.2	La mayoría de las escuelas en Tangshan colapsaron. Murieron 2000 estudiantes en los dormitorios de una universidad	Ocurrió en la madrugada y las escuelas estaban vacías
El-Asnam	Argelia	10/10/1980	7.3	70% de las escuelas de El-Asnam fueron destruidas	Expertos reportaron el nivel desproporcionado de daños a escuelas. Baja perdida de vidas debido a la hora de ocurrencia
Xinjiang	China	24/02/2003	6.3	900 salones de clases se derrumbaron	Los estudiantes estaban fuera de las aulas, en clases de educación física y sólo murieron 20 estudiantes
Bingol	Turquía	01/05/2003	6.4	Se derrumbaron 3 escuelas y un dormitorio, 10 tuvieron daños severos y 12 daño moderado de un total de 28 planteles	El 60% de las 168 víctimas del sismo estaban en las escuelas
Bourmedes	Argelia	21/05/2003	6.8	564 escuelas de un total de 1800 tuvieron serios daños	55% de las escuelas en el área experimentaron algún tipo de daño
Puerto Plata	República Dominicana	22/09/2003	6.5	127 Escuelas dañadas	Miles de estudiantes quedaron sin clases

Tabla 1 (cont.)

Terremoto	Lugar	Fecha	M	Efectos en Escuelas	Observaciones
Sureste de Asia	Sureste de Asia	26/12/2004	9.3	750 escuelas destruidas en Indonesia. 55 escuelas destruidas en Sri Lanka. 44 escuelas destruidas en Maldives. 30 escuelas destruidas en Tailandia	Terremoto y tsunami; uno de las más grandes magnitudes registradas
Cachemira	Pakistán	08/10/2005	7.6	Derrumbe generalizado de mas 17000 escuelas provocó que unos 19000 niños muriesen	Los edificios escolares fueron afectados en mayor proporción que otros edificios
Sichuan	China	12/05/2008	7.9	Destrucción de al menos 6898 edificios escolares	12% de las aproximadamente 80.000 muertes fueron estudiantes y maestros
México	México	24/11/1987	6.6	59 centros educativos dañados y 24 colapsaron o sufrieron daños significativos	Los sistemas estructurales basados en losas planas de concreto tuvieron un comportamiento pobre
Spitak	Armenia	07/12/1988	6.9	6000 muertos entre estudiantes y maestros	De las 25000 muertes, el 25% estaba en las escuelas derrumbadas
Kobe	Japón	17/01/1995	6.9	4500 planteles con extenso daño estructural y noestructural	Ocurrió muy temprano en la mañana y no se registraron víctimas
Nazca	Perú	12/11/1996	7.5	93 escuelas seriamente dañadas	No hubo víctimas por estar las escuelas en receso
Chi-chi	Taiwán	21/09/1999	7.6	786 escuelas dañadas y 51 sufrieron colapso total	En el condado de Nantou 139 escuelas sufrieron daño severo, de un total de 189
El Salvador	El Salvador	13/01/2001	7.6	85 escuelas tuvieron que ser demolidas y otras 279 sufrieron daños serios	50% de las víctimas fatales fueron niños
El Salvador	El Salvador	13/02/2001	6.6	25 niños y una maestra fallecieron	Este evento se considera una réplica del evento del mes anterior
Bhuj	India	26/01/2001	7.7	971 estudiantes y 31 maestros fallecieron	Por ocurrir en un día de fiesta nacional, los salones de clase estaban vacíos
Arequipa	Perú	23/06/2001	7.9	Muchas escuelas seriamente dañadas	Las escuelas diseñadas con la nueva Norma de 1997 no tuvieron daños
Mólise	Italia	31/10/2002	5.6	Derrumbe de una escuela y la muerte de 27 niños y un maestro	Las víctimas escolares representaron el 93% de las víctimas del sismo

Nota. Tomado del Boletín Técnico IMME Vol. 41, N° 1, titulado *Indicadores de riesgo sísmico en edificios escolares de Venezuela* (tabla 2.1 Efectos en Edificios Escolares de algunos Terremotos ocurridos en el Planeta) por [López \(2009\)](#).

Tabla 2

Estadísticas de daños en escuelas en los recientes terremotos destructivos

	Magnitud	Sin daños o daños leves	Daños moderados	Daños total o generalizado	Total*	Relación de daños
1980 El-Asnam	M7.3	5	25	70	100	95%
1989 Chenoua	M6.0	167	36	7	210	21%
1994 Beni Chougrane	M5.6	30	16	4	50	40%
1996 Temouchent	M5.8	36	17	6	59	39%
2003 Bourmerdes (total)	M6.7	810	860	130	1800	55%
2003 Bourmerdes (solamente provincia de Argel)	M6.8	554	330	11	895	38%

*El total incluye solamente las escuelas localizadas en el área donde fueron observados daños. Fuente: Ministerio Argeliano de la Vivienda

Nota. Tomado del Reporte titulado *Keeping schools safe in earthquakes. School Safety and Security* (tabla 1.2 Statistics of school damage from recent destructive earthquakes) de [GeoHazards International](#) y [Organisation for Economic Co-operation and Development, Programme on Educational Building](#) (2004).

Vale la pena destacar, tal y como se reseña en una noticia publicada por el diario digital sobre el terremoto de magnitud 7.9 ocurrido el 12 de mayo de 2008 en Chengdu, China ([Reuters, 2008, mayo 21](#)); en donde, se cuentan no menos de 800 niños que murieron a causa del colapso de las escuelas; pero más aún, llama poderosamente la atención los siguientes dos extractos de la misma (*ibid.*):

La mayoría lamentaron que las víctimas del terremoto hayan sido miles de niños, que murieron al derrumbarse los colegios. La fragilidad de las escuelas que quedaron reducidas a escombros ha despertado denuncias de que la corrupción ha comprometido fatalmente la resistencia de los edificios.

Colocaron una pancarta que decía "Los niños no murieron de un desastre natural sino por un edificio peligroso". Como es sabido, los desastres naturales ocurren a escala mundial.

No puede precisarse en que fecha ocurrirá un desastre, pero si es seguro que ocurrirá en algún momento. Recientemente, específicamente en el año 2007, el Centro de investigaciones sobre la Epidemiología de

Desastres (CRED por sus siglas en inglés), el cual es una de las organizaciones que colabora con la Organización Mundial de la Salud, en su publicación titulada *Revisión Estadística de Desastre Anual. The Numbers and Trends 2007* muestra unas estadísticas de desastres por regiones continentales que vale la pena comentar (Below, Guha-Sapir, le Polain de Waroux, Ponserre, y Scheuren, 2008). Las estadísticas en cuestión (*op. cit.*) clasifican los desastres en 4 tipos: geofísicos, meteorológicos, hidrometeorológicos y climatológicos. Los mayores desastres geofísicos a nivel mundial que se toman en cuenta son 26: 20 debidos a terremotos y sólo 6 por volcanes (*op. cit.*, p.xi). De estas estadísticas del año 2007, se evidencia que la región de las Américas fue la segunda más duramente golpeada por los desastres naturales. Un ejemplo particular de lo anterior se muestra en la Figura 1, donde se toman en cuenta sólo los mayores desastres geofísicos ocurridos en el mundo en el 2007. Es importante destacar de la Figura 1, que en cuanto a las víctimas ocasionadas por los desastres geofísicos, en términos relativos, a pesar de que las Américas está situada en el segundo lugar en víctimas; a nivel mundial casi la totalidad de éstas ocurrieron entre Asia y las Américas, con un margen de diferencia no muy amplia entre estas dos regiones (en aprox. 17%). En otras palabras, sólo en las Américas ocurrió algo menos de la mitad del total de víctimas a nivel mundial, producto de los desastres geofísicos en el 2007.

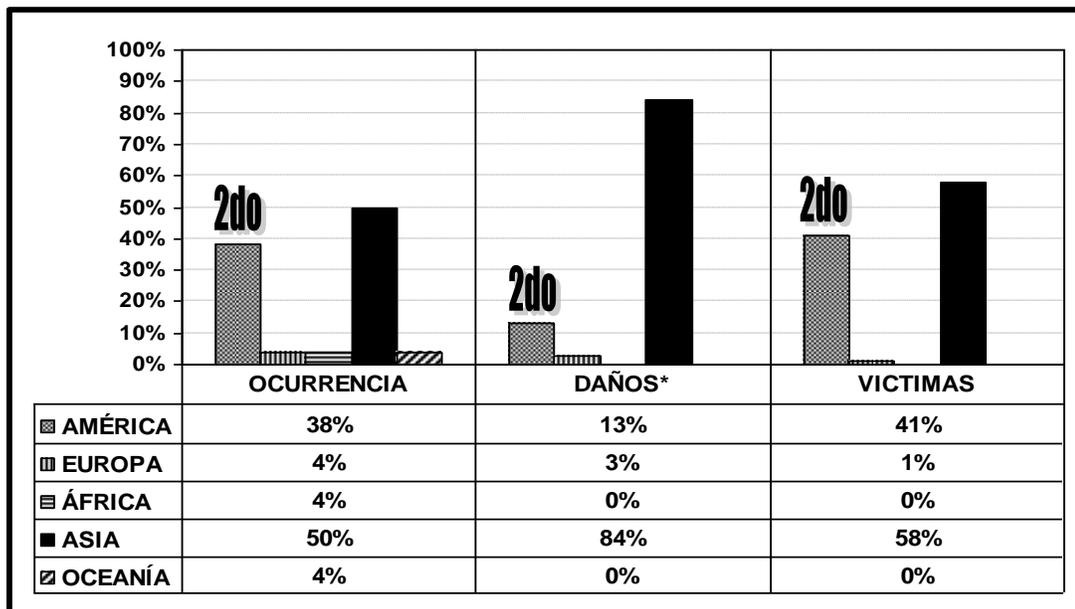


Figura 1. Proporción global de ocurrencia, daños* y víctimas, de los mayores desastres geofísicos ocurridos en el 2007, por Región (en %). Elaborado con datos tomados del *Annual Disaster Statistical Review. The Numbers and Trends 2007* (tablas 8-12, pp. 29-37) de [Below, Guha-Sapir, le Polain de Waroux, Ponserre, y Scheuren, 2008](#), Bruselas, Bélgica. *Daños se refiere a daños económicos, y provienen de datos considerados en miles de dólares americanos.

Lo anterior refleja, sin entrar en muchos detalles ni especulaciones, que la integridad física de las personas en los países de nuestro continente se ve afectada particularmente por los desastres geofísicos, especialmente aquellos ocasionados por sismos. Y lo que es más importante, nos da una idea de lo vulnerable que son muchas de nuestras estructuras, y de cómo esta vulnerabilidad incide drásticamente sobre la integridad de las personas.

Por su parte, Venezuela ciertamente puede considerarse un país con tradición de eventos sísmicos, muestra de ello son los no menos de 130 sismos significativos que se han registrado desde el año 1530 hasta el año 2004; tal y como expone FUNVISIS en su página web ([FUNVISIS, s.f. f](#)), en su contenido titulado *¿Venezuela es un país sísmico?*. La Figura 2 muestra la fecha y ubicación de algunos de estos sismos. Adicionalmente, en la Tabla

3 se muestran con más detalle algunos terremotos ocurridos a nivel nacional, donde se identificaron y registraron significativas consecuencias adversas sobre las escuelas, los escolares y los maestros. Esto se debe al hecho de que Venezuela se encuentra en la confluencia de 2 placas tectónicas, la placa del Caribe y la placa Suramericana, las cuales dan origen a los 3 sistemas de fallas principales: Boconó, San Sebastián y El Pilar. (Ver Figura 3). Existen además otros sistemas activos menores (por ejemplo: Oca-Ancón, Valera, La Victoria y Urica) capaces de producir sismos importantes (*op. cit.*).

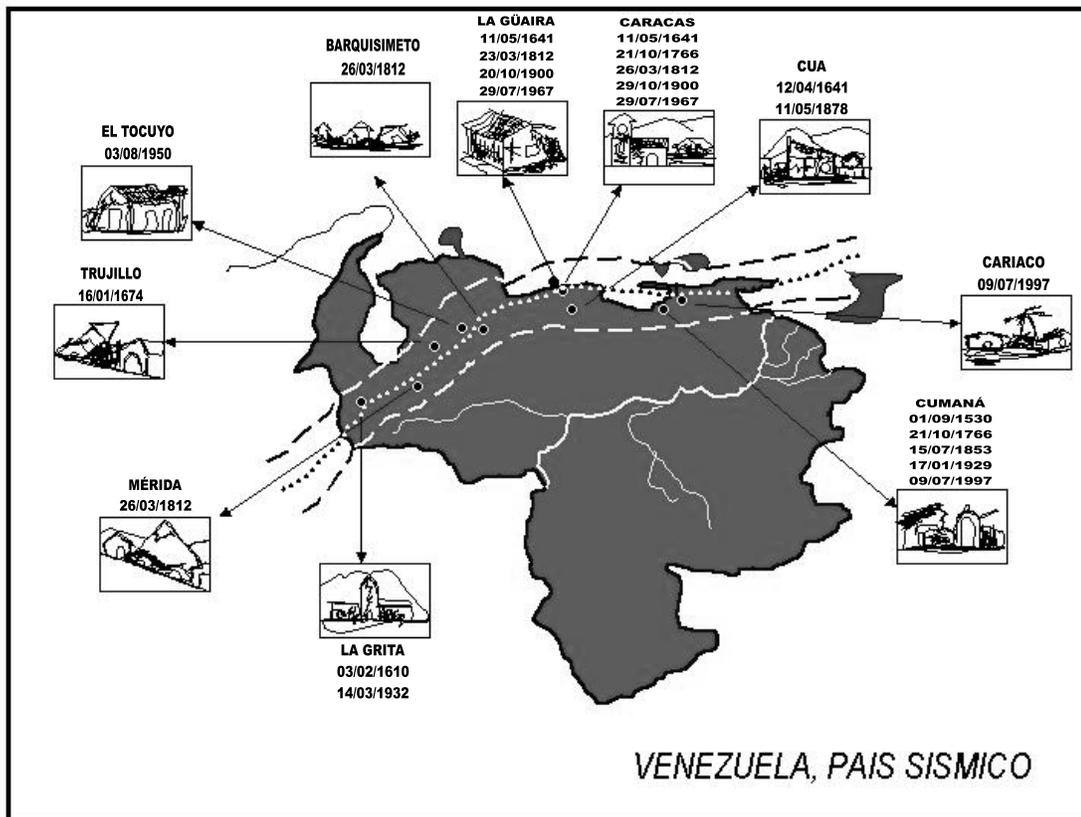


Figura 2. Venezuela, País Sísmico. Tomado de *Venezuela, País Sísmico* (imagen en línea) de la página web de [FUNVISIS, s.f. e.](http://www.funvisis.org)

Tabla 3

Algunos sismos en el país con efectos adversos sobre las escuelas

Terremoto	Lugar	Fecha	M	Efectos en Escuelas	Observaciones
Barquisimeto	Edo. Lara	05/08/1950	≥ 5	Daño considerable a una escuela en El Tocuyo	Es posible que los daños hayan sido causados por el sismo (M=6,4) de El Tocuyo ocurrido dos días antes
Carúpano	Edo. Sucre	04/10/1957	Ms=6.6	Dañado el Grupo Escolar Rojas Paúl en Río Caribe y agrietadas las paredes del Grupo Escolar de Irapa	Numerosos premonitores y réplicas. Casa derrumbadas en San Juan de las Galdonas, Morros de Puerto Santo e Irapa
Trujillo	Edo Trujillo	19/07/1965	mb=5.2	Daños graves en la escuela de las Mesitas	Daños graves en la Iglesia y en la Casa Parroquial de Las Mesitas
Guiria	Edo. Sucre	20/09/1968	Ms=7.2	Daños en el Grupo Escolar de Irapa. Los Liceos de Guiria y Río Caribe sufrieron daños importantes	Dos muertos y 15 heridos en Trinidad. El 80% de las casas de Río Caribe sufrió daños. 50 heridos graves y lesionados en la Costa de Paria
Carúpano	Edo. Sucre	22/10/1969	mb=5.4	En Irapa se acabó de desplomar la escuela y se dañó el Grupo Escolar Jesús Machado	Agrietamiento en 4 viviendas de Carúpano
Carúpano	Edo. Sucre	12/06/1974	Ms=6.1	Varias edificaciones escolares de concreto armado sufrieron daños estructurales	Dos muertos y 11 heridos en Casanay. Múltiples réplicas sentidas en los siguientes días
Carúpano	Edo. Sucre	27/06/1974	4-4.2	Daños estructurales en 15 planteles escolares localizados en Carúpano y alrededores. (Muy probablemente los daños mayores que reportan los autores se produjeron durante el sismo del 12/06/1974)	Los autores encuentran "sorprendente el relativamente elevado número de edificios escolares y hospitalarias dañados por el sismo"
San Pablo	Edo. Lara	05/04/1975	Ms=6.1	Daños en instalaciones escolares de Quibor	El pueblo de San Pablo tuvo que ser desalojado (600 habitantes)
Curarigua	Edo. Lara	25/04/1975	Mb=4.4	Daños moderados en una escuela de Río Tocuyo	-
El Tocuyo	Edo. Lara	06/06/1977	¿?	Pequeñas grietas en pared del Liceo de El Tocuyo	-

Tabla 3 (cont.)

Terremoto	Lugar	Fecha	M	Efectos en Escuelas	Observaciones
Táchira	Edo. Táchira	26/11/1980	5	Daños menores en la unión entre paredes y columnas cortas en una escuela de 2 niveles de concreto armado en San Antonio del Táchira	Intensidad máxima de VI en San Antonio del Táchira, Rubio y Ureña
Táchira	Edo. Táchira	18/10/1981	mb=5.5	Daño estructural importante en columnas cortas de escuela de concreto armado de 2 niveles en San Antonio del Táchira y de un nivel en Ureña	Deslizamientos de tierra enterraron numerosas viviendas y habitantes. Intensidad máxima de VII en San Antonio del Táchira, Palmar de la Cope, Ureña y Cúcuta
El Pilar	Edo. Sucre	11/06/1986	Ms=6.1	Agrietamiento diagonal en ambas caras en una columna y fisuras en tabiques en la escuela de Tunapuy. Daños menores en escuela en Cumaná y en dos escuelas en Cariaco	Agrietamiento diagonal en ambas caras en una columna y fisuras en tabiques en la escuela de Tunapuy. Daños menores en escuela en Cumaná y en dos escuelas en Cariaco
Boca del Tocuyo y Tocuyo de la Costa	Edo. Falcón	30/04/1989	Ms=6.0	Daños en dos edificaciones escolares de dos plantas en Boca del Tocuyo y Tocuyo de la Costa	Precedido por actividad sísmica inusual desde el 26 de abril. 2000 réplicas hasta el 29 de junio
Curarigua	Edo. Lara	17/08/1991	mb=5.3	Daño estructural consistente en falla por cortante en tres columnas cortas de la escuela de Arenales de 2 niveles y en el tanque de agua elevado de otra estructura. Grietas en mampostería y caída de friso en escuela en el sector Calicanto	La estructura mas dañada en Arenales fue la escuela de dos niveles de concreto armado. 10 días antes ocurrió otro evento de mb= 5,0. Centenares de réplicas
Cariaco	Edo. Sucre	09/07/1997	Ms=6.8	Cuatro edificios escolares derrumbados; otros 33 sufrieron daños estructurales severos, 66 daños moderados y 398 daño estructural ligero	De los 7 edificios de concreto armado derrumbados, 4 eran escuelas. Aún cuando la ocupación de los edificios era parcial, provocó la muerte de 22 estudiantes y una maestra

Nota. Tomado del Boletín Técnico IMME Vol. 41, N° 1, titulado *Indicadores de riesgo sísmico en edificios escolares de Venezuela* (tabla 2.2 Sismos que han ocasionado Daños en Edificios Escolares de Venezuela.) por López (2009).

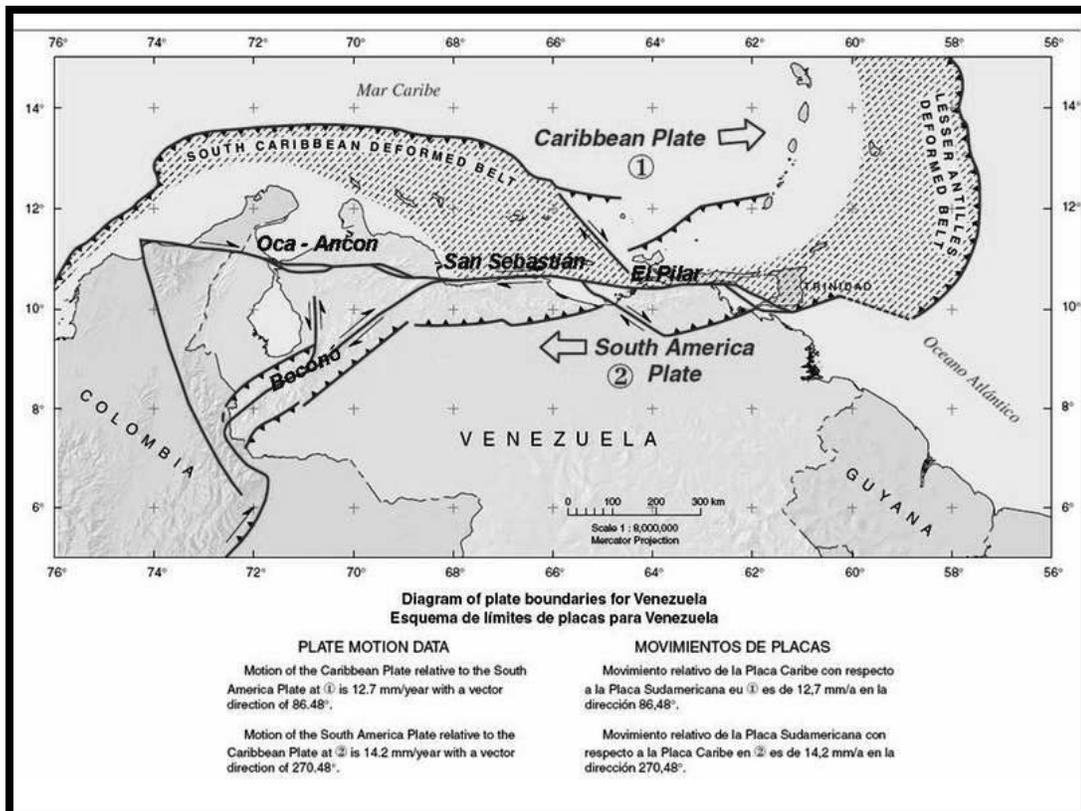


Figura 3. Esquema de límites de placas para Venezuela. Tomado de *Esquema de límites de placas para Venezuela* (imagen en línea) de la página web de [FUNVISIS](http://FUNVISIS.org), s.f. a.

La Figura 4 muestra, por medio de pequeños puntos, la ubicación de los eventos sísmicos ocurridos en Venezuela entre los años 1900 y 2004. Como se observa es esta figura, la actividad sísmica se concentra en zona norte del país, la cual presenta a su vez la mayor concentración de habitantes del país.

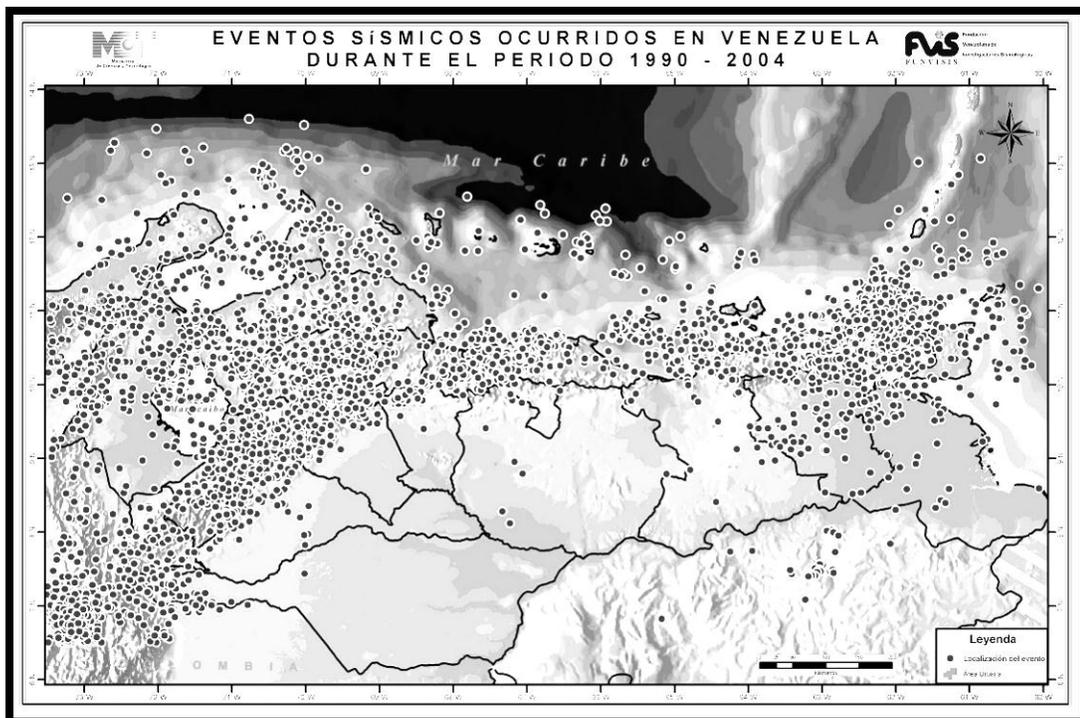


Figura 4. Sismicidad en Venezuela (1990-2004). Tomado de *Eventos sísmicos ocurridos en Venezuela durante el Período 1990-2004* (imagen en línea) de la página web de [FUNVISIS](#), s.f. b.

Por su parte, la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS) es la institución que tiene el propósito de contribuir a la reducción de la vulnerabilidad en el país. Se encarga de promover investigaciones y estudios especializados en sismología, ciencias geológicas e ingeniería sísmica, divulgar el conocimiento relacionado con las técnicas de prevención, promover la formación de personal especializado en el área sismológica, además de ser el ente encargado de instalar, operar y mantener la Red Sismológica y la Red Acelerográfica Nacional. Por otro lado, la norma 1756 de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) es la norma que establece los criterios de análisis y diseño para las edificaciones, los cuales dependen de la ubicación de dichas edificaciones en relación al mapa de zonificación sísmica del país de acuerdo al riesgo sísmico que presentan. Hasta la fecha, la norma 1756 vigente es la del año 2001, la cual

es la aprobación de la primera revisión de la norma del año 1988 con carácter de Provisional y obligatorio; siendo a su vez esta última una revisión y actualización de la anterior norma del año 1982. Gracias al trabajo realizado entre FUNVISIS y COVENIN, queda dividido el país en 8 zonas sísmicas, (ver Figura 5). Las zonas 1 y 2 representan bajo peligro sísmico, las zonas 3 y 4 representan peligro sísmico intermedio, y las zonas 5, 6 y 7 representan elevado riesgo sísmico. En tal sentido, de la tabla 2 del Boletín Técnico IMME titulado *Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela* (López, Hernández, Del Re et al, 2004) se tiene que aproximadamente 28119 escuelas existen a nivel nacional, de las cuales aproximadamente el 1.4% se encuentran ubicadas en zonas de escasa amenaza sísmica (Zona Sísmica 0), un 29.2% se ubican en zonas de baja amenaza sísmica (Zonas Sísmicas 1, 2 y 3), un 63,5% se ubican en zonas de moderada a elevada amenaza sísmica (Zonas Sísmicas 4 y 5), y el restante 5,9% en zonas de elevada amenaza sísmica (Zonas Sísmicas 6 y 7). Lo anterior indica que cerca del 70% de las 28119 escuelas del país se encuentran localizadas en zonas de moderada a elevada amenaza sísmica. Más aún, preocupa el hecho de que: “Un número significativo de estas escuelas fue construido con las normas de 1.947, 1.955 y 1.967, con exigencias de diseño sismorresistente significativamente menores a las incluidas en las normas modernas” (*op. cit.*).

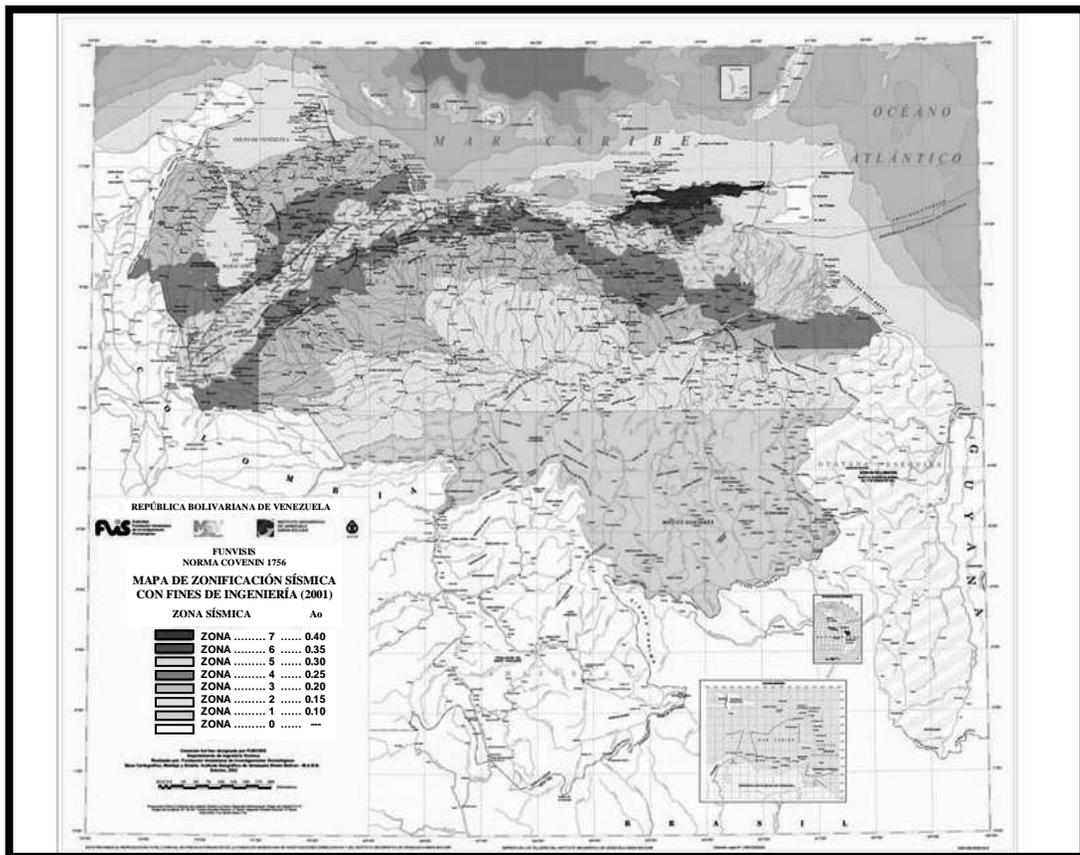


Figura 5. Mapa de zonificación sísmica. Tomado de *Mapa de zonificación sísmica con fines de ingeniería (2001)* (imagen en línea) de la página web de [FUNVISIS, s.f. d.](#)

Esta es una realidad que da cuenta de lo importante que es hacer un estudio de la vulnerabilidad, ante la eventual ocurrencia de sismos, de las estructuras de las escuelas existentes en el país. Esta vulnerabilidad quedó demostrada con el terremoto de Cariaco de magnitud (Ms) 6,9 en Julio de 1997, al derrumbarse 4 edificaciones escolares quitándoles la vida a 23 personas entre niños, jóvenes y profesores, tal y como se expone en el Boletín Técnico IMME *Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela (op. cit.)*.

El análisis de la vulnerabilidad sísmica de las escuelas debe de considerar adicionalmente los elementos no estructurales presentes en dichas escuelas dado que pueden igualmente ocasionar lesiones y hasta la

pérdida de vidas humanas (ver Figuras 6, 7 y 8); o influir en la respuesta sísmica de las misma, como puede ser el caso de las paredes de mampostería no estructural confinadas o no entre los elementos de pórticos.



Figura 6. Colapso de mampostería no estructural no confinada a causa de un sismo. Tomado de *Figure A4.12. Collapse of free-standing masonry walls onto beds in dormitory buildings in the 2003 Bingöl earthquake, Turkey.* (imagen en línea), de [GHI y OECD, 2004](#).

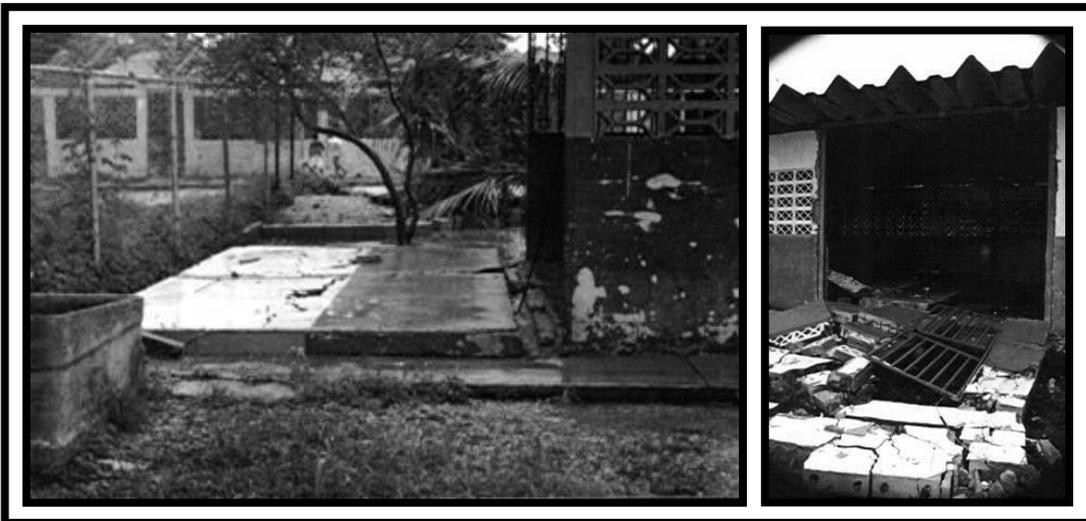


Figura 7. Colapso de mampostería no estructural confinada a causa de un sismo. Tomadas del documento informativo *Planteles Construidos con Sistema "R"* (de izq. a der.: imágenes del G.E. Matías Parra Alcalá, pp.3-4 respect.) de [FEDE, 2001, octubre, \(s.l.\)](#).



Figura 8. Desprendimiento o volcamiento de elementos no estructurales. Tomadas de *Design Guide for Improving School Safety in Earthquakes, Floods, and High Winds. Risk Management Series. FEMA 424* (de izq. a der., Figs.4-10,4-12,4-27, pp.4-17,4-19,4-30 respect.) de [Arnold, Lyons, Munger, Quinn y Smith, 2004, enero, Washington, DC.](#)

En nuestro país existen construcciones que se han desarrollado sin considerar adecuadamente la vulnerabilidad que pueden presentar ante la eventual ocurrencia de un sismo severo, lo que implica un elevado riesgo de colapso de dichas estructuras, así como también la pérdida de vidas humanas. Más aún, se conoce que los modelos de edificaciones escolares en Venezuela, antes del terremoto de Caracas de 1967, se crearon siguiendo la normativa vigente para la época (años 1947, 1955 y 1967) y que no poseen los criterios sismorresistentes de las normativas más recientes (años 1982 y 2001).

En la actualidad, el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), en un trabajo auspiciado por la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS) y el Fondo Nacional de Ciencias, Investigación y Tecnología (FONACIT), realiza labores de investigación y desarrollo de posibles medidas a seguir para disminuir la vulnerabilidad sísmica en las escuelas, enmarcadas estas actividades en el denominado *Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares en Venezuela*. Este proyecto

consta de varias etapas; la primera es identificar y clasificar las escuelas existentes en Venezuela, en función de su vulnerabilidad sísmica; luego determinar los niveles de riesgo a los que están expuestas y, por último, proponer medidas de mitigación a fin de disminuir el riesgo hasta niveles estipulados en las normas de diseño sismorresistentes vigentes, optimizando los costos de construcción y minimizando la interrupción en el proceso escolar. De entre las edificaciones escolares de mayor antigüedad y con carácter repetitivo en las que se enfoca principalmente el estudio de dicho proyecto se distinguen 8 sistemas constructivos, y que se mencionan seguidamente: (a) Antiguo I, (b) Antiguo II, (c) Cajetón Cerrado, (d) Cajetón Abierto, (e) Tipo R (Rural), (f) Tipo R Modificado (Rural), (g) Patrimonial, (h) Módulo Base, (i) STAC, y (j) Módulo de barrios.

Un caso particular de escuelas lo representan las escuelas clasificadas por la FEDE en su *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R* como Escuelas Tipo R (FEDE, s.f. a), las cuales son centros educativos cuya estructura, a grandes rasgos, consta de pórticos conformados generalmente por elementos metálicos (perfiles metálicos tipo I tanto para columnas como para vigas de apoyo y correas), de un solo piso, con crujía simple y cubierta de techo liviano o con tejas criollas de ser reforzadas según el Manual antes citado. Este tipo de edificaciones escolares comenzaron a construirse principalmente en el interior del país a partir del año 1970. Posterior al sismo de Cariaco del 9 de julio 9 de 1997, se pudo evidenciar que estructuras como de las Escuelas Tipo R pueden presentar fallas como el volcamiento o desplome de las paredes o mampostería no estructural confinada presentes en las mismas (ver Figura 7). Más aún, probablemente para este tipo de edificaciones, el método constructivo no ha variado desde entonces, en términos generales, conservando por lo tanto la misma vulnerabilidad sísmica.

Se plantean por lo tanto las siguientes interrogantes: ¿Cómo hacer un estudio de edificaciones educativas de carácter rural, como lo son las Escuelas Tipo R, que sea suficientemente representativo del universo de edificaciones escolares con rasgos similares existentes en el país?, ¿Qué vulnerabilidad sísmica presentan las estructuras de las Escuelas Tipo R, considerando y sin considerar la mampostería no estructural confinada?, ¿Qué información, criterios, simplificaciones, procedimientos y análisis pueden ser adoptados para llevar a cabo un estudio de edificaciones existentes, como lo son las edificaciones educativas de carácter rural, en particular las tipificadas como Escuelas Tipo R?, ¿Es posible exponer de forma didáctica los criterios, procedimientos y análisis empleados en este estudio de edificaciones existentes, de forma tal que puedan ser entendidos y aplicados por estudiantes a nivel de pre-grado; al menos para estructuras análogas a las estudiadas en el presente trabajo?, ¿Dónde pueden ubicarse las Escuelas Tipo R, dependiendo de la vulnerabilidad obtenida de cada estructura, con y sin mampostería no estructural confinada, considerando la amenaza sísmica inherente a cada sitio?, ¿Cuáles son los elementos no estructurales que pueden poner en riesgo (directa e indirectamente) que se encuentran dentro de edificaciones escolares a la hora de un sismo?.

JUSTIFICACIÓN

Motivación y Aportes

Las normas referentes al análisis y diseño de edificaciones, en especial la norma de Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756, son el resultado principalmente de investigaciones y experiencias que van surgiendo con el pasar del tiempo, por lo que es de gran importancia el incorporar y adecuar nuevos y mejores criterios de análisis y diseño; con el propósito de garantizar la vida de las personas, reducir en la medida de lo posible los daños esperados; así como también, lograr mantener operativas las edificaciones esenciales después de sufrir los efectos de sismos intensos. Todo proyecto de investigación, incluyendo Trabajos Especiales de Grado, en lo referente a amenaza, vulnerabilidad y riesgo sísmico representan un aporte significativo en la revisión y modernización de la norma.

La investigación a desarrollar con el presente Trabajo Especial de Grado reviste gran importancia y utilidad al país dada la relevancia social que se desprende del beneficio que puede brindar a la seguridad e integridad física de los escolares y de quienes laboren dentro de las edificaciones escolares. Por otro lado, representará un aporte al ya mencionado proyecto de investigación denominado *Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares en Venezuela*, por cuanto se pretenderá estimar no sólo la respuesta y capacidad sísmica de las estructuras de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada; sino además, cuantificar los efectos que la mampostería no estructural induce sobre estas, identificando las debilidades y modos de falla principales en cada caso. De igual manera se pretenderá identificar muchos de los elementos no estructurales presentes en dichas escuelas. Se espera que las soluciones

estructurales que puedan derivarse de este estudio permitan disminuir la vulnerabilidad sísmica en estas escuelas, protegiendo la vida tanto de los estudiantes, el personal que labore en ellas, y cualquier otra persona que se encuentre en tales edificaciones, ante la eventual ocurrencia de un sismo. Se presentarán algunas recomendaciones para la adecuación estructural de las Escuelas Tipo R Tradicional.

Tomando en cuenta que el estudio y análisis de estructuras existentes, más aún si se quiere incluir la mampostería no estructural en los modelos de análisis, no se incluye en la enseñanza a nivel de pre-grado en la disciplina de ingeniería civil, sino que por el contrario es relegada a estudios a nivel de post-grado; se pretende entonces, en la medida de lo posible, exponer de forma clara, detallada e ilustrativa los conceptos, simplificaciones y procedimientos que son empleados en el presente trabajo de investigación; de forma tal que su entendimiento y aplicación pueda ser extendido a alumnos de pre-grado u otros profesionales motivados a iniciarse en este tipo de estudio y análisis de estructuras existentes.

Más allá de la utilidad o interés social que se derive de las conclusiones y recomendaciones obtenidas en el presente trabajo de investigación; se tiene que el espíritu de este Trabajo Especial de Grado no es otro que servir de base de consulta o referencia teórica y metodológica suficientemente sustentada, para futuras líneas de investigación, o proyectos de evaluación y/o adecuación sismorresistente, no solo en edificaciones escolares Escuelas Tipo R Tradicional y las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas; sino también, a otros tipos de estructuras metálicas de un piso, y su posible extensión a otras de mayor altura.

Alcance y Limitaciones

Se Identificarán y clasificarán elementos y componentes no estructurales que usualmente son empleados en las instalaciones educativas y que potencialmente pueden causar daños a la integridad de los ocupantes o pérdidas económicas de los bienes; es decir, la amenaza que pueden representar estos ante la ocurrencia de un sismo. A modo de ejemplificar la identificación y clasificación anterior, se elaborará un catálogo fotográfico de los elementos no estructurales observados en las visitas realizadas a edificaciones escolares.

Se harán análisis de la respuesta sísmica a ciertas estructuras metálicas de un piso tipificadas por FEDE en su *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R* como Escuelas Tipo R (FEDE, s.f. a). Tales estructuras corresponderán a las tipificadas como: (a) Escuelas Tipo R Tradicional (R-3) con cubierta de techo ligera de láminas de Asbesto-Cemento, y de las (b) propuestas de reforzamiento de FEDE de Escuelas Tipo R Tradicional (R-3) para reemplazar la cubierta de techo ligera por una de tejas criollas, considerando el empleo de malla expandida tipo “Riplex” y el empleo de láminas de Fibro-Cemento tipo “Plycem”.

En cada uno de estos casos se evaluará la estructura incluyendo y sin incluir la mampostería no estructural o no reforzada, de manera que se considere la existencia de una separación entre la mampostería y el pórtico en las esquinas traccionadas y la formación de una franja de compresión a lo largo de la diagonal del pórtico. De esta manera podrán obtener resultados más representativos del comportamiento real de la mampostería confinada entre pórticos, esperando contribuir a desarrollar alternativas que disminuyan la vulnerabilidad sísmica de dichas edificaciones y garantizar así la integridad física de las personas que allí se encuentren, en el momento de ocurrir un eventual sismo.

El objetivo del ya mencionado proyecto *Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares en Venezuela*, es el de hacer un estudio a nivel nacional de las edificaciones escolares, buscando reducir el riesgo sísmico que éstas puedan presentar; así como también fomentar nuevas edificaciones educativas que garanticen la integridad de las personas. El presente trabajo de investigación se enfocará únicamente en el estudio de estructuras metálicas de un piso, con características estructurales semejantes a las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, antes señaladas; tal y como se identifican en el *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R* de FEDE (*op. cit.*).

En razón a lo anterior, ciertas simplificaciones se adoptarán del mencionado “Manual de FEDE”² (*op. cit.*) de manera que permitan que los resultados obtenidos del presente trabajo de investigación sean representativos de una buena parte de las múltiples alternativas estructurales que pueden encontrarse de manera repetitiva a nivel nacional para las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada. Difícilmente podrán estudiarse en este Trabajo Especial de Grado, todas las alternativas posibles que se indican en Manual de FEDE (*op. cit.*).

Se excluyen del estudio y análisis del presente trabajo investigativo las Escuelas Tipo R Modificado ya que, salvo la inclusión de un alero para proteger el pasillo de circulación, su estructura es similar a la de las Escuelas Tipo R Tradicional; además de considerarse menos vulnerables a los efectos de un eventual sismos, dado que presentan sendos muros robustos en los extremos, orientados de forma transversal a la dirección larga de dichas edificaciones, los cuales evidentemente confinan e incrementan sustancialmente la rigidez de dichas estructuras.

² En lo sucesivo, en el presente trabajo, se podrá hacer referencia al *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, de FEDE (s.f. a), como sólo “Manual de FEDE”.

De igual manera se excluye considerar el estudio y análisis de las Escuelas Tipo R con columnas de concreto del Manual de FEDE (*op. cit.*) por no estar contemplado dentro de los objetivos del presente trabajo de investigación. Sin embargo, esta exclusión puede verse justificada reafirmada por el hecho de que, al parecer, estas pueden considerarse como una forma de refuerzo alternativo de las Escuelas Tipo R, ya que sólo se muestran en los anexos del Manual de FEDE (*op. cit.*); y por lo tanto, un sistema estructural menos repetitivo a nivel nacional.

Se recolectará un número representativo de fotografías e imágenes de diversas edificaciones escolares a nivel nacional, que sean representativas de los sistemas constructivos de las Escuelas Tipo R, a fin de identificar algunas de las múltiples variantes en los sistemas y métodos constructivos de éstas (ver Anexo B); además de constatarse mediante visita a algunos planteles escolares, si ciertamente pueden presentarse diferencias sustanciales, y en que medida se ajustan satisfactoriamente a las características mostradas en Manual de FEDE (*op. cit.*). Lo anterior obedece a que es necesario hacer una revisión previa de si las edificaciones tipificadas como Escuelas Tipo R, tal y como se especifican en el Manual de FEDE (*op. cit.*), pueden en verdad ser consideradas como sistemas constructivos repetitivos en el territorio nacional.

Las variaciones, respecto a lo que FEDE especifica que deben ser las Escuelas Tipo R (*op. cit.*), pudieran justificarse en cierta forma al hecho de que fueron concebidas para poder desarrollarse en zonas rurales; donde es más probable que se presente alguna deficiencia o limitante en los recursos, en la mano de obra, en los controles, u otro factor inherente al proceso constructivo de las mismas.

Lamentablemente, en general, la información disponible sobre Escuelas Tipo R existentes a nivel nacional (incluyendo la página web de FEDE en donde sólo se exponen las características generales del denominado Sistema Rural Modificado, señalando lo siguiente: “Sistema

aporticado conformado por elementos metálicos livianos, para un piso con cruja simple y techo a dos aguas, con cubierta de teja³), no precisa en detalle datos sobre los componentes y las conexiones estructurales que estas presentan; sin embargo, no puede descartarse la existencia de estructuras tal y como se presentan en el Manual de FEDE. (Ver particularmente las fotografías del plantel E.T.A. Oscar Villanueva en el Anexo B).

Para los fines del presente estudio, se considera poco representativo hacer un estudio a una edificación escolar existente en particular. En virtud de lo anterior, tampoco se considerará como relevante a los fines del presente trabajo de investigación el recabar información relacionada con sus cimientos ni parámetros del perfil geotécnico de al menos una escuela en particular; y en consecuencia, no se considera el análisis de la interacción suelo-estructura. Por simplicidad se asumirán como construidas sobre terrenos planos estables. Se convendrá una alternativa para considerar de forma conservadora la diversidad de perfiles geotécnicos a lo largo del país, caracterizados por las Formas Espectrales (S1, S2, S3 ó S4), según las especificaciones de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001.

Evidentemente, si las estructuras metálicas de un piso representadas por las Escuelas Tipo R, pueden considerarse como una forma de sistema constructivo con carácter repetitivo; es necesario discriminar cuáles son los rasgos estructurales más comunes o representativos de dichos sistemas, según lo especificado en el Manual de FEDE (*op. cit.*). Se elaborarán el menor número de modelos matemáticos que permitan obtener resultados con una validez suficientemente aceptable para el universo de edificaciones análogas a las estructuras de acero de las Escuelas Tipo R, según las hipótesis, simplificaciones y generalizaciones que se convengan para los modelos matemáticos.

³ Tomado textualmente de *Sistemas constructivos normalizados por la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE)* (datos en línea) de la página web de [FEDE](#), s.f. b.

Específicamente, dado que la norma COVENIN 1756-1:2001⁴ (Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Primera Revisión, 2001, julio 25) y su comentario COVENIN 1756-2:2001⁵ (Edificaciones sismorresistentes. Parte 2: Comentarios. Primera Revisión, 2001, julio 25), se enfocan fundamentalmente en el diseño de estructuras y no en la evaluación de éstas. De aquí se desprende que se presenta la limitante de cómo estimar la capacidad dúctil y de sobrerresistencia (Factor de Reducción R) de una edificación existente que sea suficientemente representativa de las condiciones reales de las edificaciones que se pretenden estudiar. Además, el modelaje de la mampostería no estructural confinada mediante el método de bielas equivalentes, el cual es empleado en el presente estudio, requiere necesariamente de un análisis de tipo no lineal de los modelos matemáticos. Derivado de esto último, y a fin de hacer una estimación del Factor de Reducción R a emplear en cualquiera de los análisis dinámico lineales a efectuar (según el *Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel*, indicado en la norma COVENIN 1756:2001), se recurrirá previamente a análisis estático no lineal con carga monótonamente creciente (*Pushover*), en cada una de las dos direcciones principales asumidas, de acuerdo al *Procedimiento C del método de "Linealización Equivalente"* de FEMA 440 (ATC, 2005).

En otras palabras, los análisis estáticos no lineales permitirán obtener valores de Factor de Reducción (R) algo más precisos o "realistas" de cada uno de los modelos analizados y amenaza sísmica considerada. Sin

⁴ En lo sucesivo, en el presente Trabajo Especial de Grado, se podrá hacer mención de la norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001 como simplemente norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 ó COVENIN 1756:2001, pero empleando la palabra "Articulado" para distinguirla de los comentarios de dicha norma (COVENIN-MINDUR 1756-2:2001); de no emplearse la palabra "Articulado" se entenderá que se hace alusión tanto al articulado como a sus comentarios.

⁵ En lo sucesivo, en el presente Trabajo Especial de Grado, se podrá hacer mención de los comentarios COVENIN-MINDUR 1756-2:2001 como simplemente norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 ó COVENIN 1756:2001, pero empleando la palabra "Comentario" para distinguirla del articulado de la norma (COVENIN-MINDUR 1756-1:2001); de no emplearse la palabra "Comentario" se entenderá que se hace alusión tanto al articulado como a sus comentarios.

embargo, dado que estos análisis se efectúan considerando sólo una dirección en particular de la estructura por vez, los análisis dinámicos lineales según la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 (Articulado y Comentario antes citados) permitirán considerar la respuesta dinámica combinada en las dos direcciones principales, pero asumiendo los Factores de Reducción (R) respectivos, obtenidos de los análisis no lineales previos y según la amenaza sísmica considerada.

Por su parte, los análisis de tipo estático no lineal considerados en el presente Trabajo estarán orientados principalmente en las especificaciones contenidas en FEMA 273 (ATC, 1997a), FEMA 356 (ASCE, 2000), FEMA 440 (ATC, 2005), y ATC-40 (ATC, 1996), y se adoptarán simplificaciones o generalizaciones que permitan ajustarse a los objetivos de presente trabajo; por lo que debe entenderse, que no se pretende hacer un estudio exhaustivo del comportamiento dúctil de materiales, miembros, conexiones, y componentes de las estructuras ya existentes. Esto último pudiera implicar estudios y análisis más refinados y de mayor grado de complejidad como por ejemplo análisis dinámico no lineales, e inclusive ensayos de cargas cíclicas (histéresis) de dichos componentes para determinar con mayor certeza su capacidad de deformación inelástica real, entre otros; los cuales se conviene que exceden los alcances del presente Trabajo Especial de Grado, y por ende no serán considerados.

En el presente estudio, bien sea que si se trata de un análisis de tipo lineal como de uno no lineal, se determinarán las distintas *capacidades de resistencia elástica* de los miembros principales, sus elementos y medios de unión de la estructura en base principalmente a los *estados límites de agotamiento resistente* indicados en la norma COVENIN 1618:1998⁶

⁶ A diferencia de lo que ocurre con la norma COVENIN 1756:2001 (ver notas 4 y 5), que se divide en COVENIN 1756-1:2001 (articulado) y COVENIN 1756-2:2001 (comentario), la norma COVENIN 1618:1998 considera tanto el articulado como los comentarios en este sólo documento legal; por ende, de no especificarse si se trata del articulado o comentario de la norma COVENIN 1618:1998, al referirse tan solo a dicha norma se entenderá que se están considerando ambos (articulado y comentarios).

(Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites. Primera Revisión, 1998, diciembre 9); pero haciendo adicionalmente cierto ajustes que están contemplados en FEMA 273, FEMA 356, y otras literaturas técnicas. La *capacidad de deformación elástica* de los *estados límites de agotamiento resistente* se determinarán principalmente según las especificaciones contenidas en FEMA 273, FEMA 356, y otras literaturas técnicas; adoptándose las simplificaciones o generalizaciones a que hubiera lugar para permitir ajustarse a los objetivos de presente trabajo. De forma análoga, cuando se requiera determinar la *capacidad de resistencia y deformación dúctil*, ésta será estimada considerando principalmente las especificaciones contenidas en FEMA 273, FEMA 356, y otras literaturas técnicas. En cuanto a los *estados límites de servicio* indicados en la norma COVENIN 1618:1998, sólo se consideran los referentes las derivas indicadas en la norma COVENIN 1756:2001; y en el caso particular de un análisis no lineal, aún cuando pueden ser considerados de manera adicional los límites de deformación por desempeño (desocupación inmediata, resguardo de vidas y prevención de colapso), se conviene en el presente estudio obviar estos y considerar solo la condición de colapso.

En el caso particular del estudio de los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ (o efectos de segundo orden), este suele ser bastante complejo. No obstante, dado que el programa de cálculo estructural SAP2000 permite que los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ sean considerados directamente en los análisis estático no lineal con carga monótonamente creciente (*Pushover*) efectuados sobre los modelos matemáticos, los resultados de las solicitaciones y deformaciones obtenidas de dichos análisis no lineales de segundo orden serán asumidos en el presente Estudio; en lugar de considerar el método alternativo de análisis elástico de primer orden amplificado⁷, que la norma COVENIN-MINDUR

⁷ Método de análisis aproximado, en donde se emplean unos factores designados como B_1 y B_2 para amplificar las solicitaciones normales y de momentos en miembros y conexiones obtenidos de un análisis elástico de primer orden, considerando las combinaciones de acciones correspondientes (combinaciones LRFD para el presente Estudio).

1618:1998 expone para determinar de manera aproximada las solicitaciones debidas a estos efectos de segundo orden, y sus implicaciones sobre la estabilidad de la estructura.

De hecho, las demandas sísmicas reducidas asumiendo los Factores de Reducción (R) obtenidos de análisis estático no lineal con carga monótonamente creciente (*Pushover*) que consideran no linealidades geométricas (efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$), permiten determinar las respuestas dinámicas combinadas en las dos direcciones principales de la estructura, sin necesidad de amplificar las solicitaciones normales y de momentos en miembros y conexiones obtenidos de un análisis dinámico elástico de primer orden, considerando las combinaciones de acciones correspondientes (combinaciones LRFD para el presente Estudio), ni de reducir la rigidez lateral de la estructura. Cuando se consideran los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ en los análisis estáticos no lineales con carga monótonamente creciente (*Pushover*), se reduce la rigidez lateral de la estructura, lo que conlleva a una amplificación de las solicitaciones. Los Factores de Reducción (R) obtenidos de análisis estático no lineal con carga monótonamente creciente (*Pushover*) que consideran los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ son menores, ó a lo sumo iguales, a los obtenidos de no considerar dichos efectos; y por lo tanto, la demanda al considerar los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ es mayor, ó a lo sumo igual, a la obtenida de no considerar dichos efectos.

En pocas palabras, los análisis dinámicos elásticos de primer orden, empleando la demanda reducida derivada de los análisis estático no lineal con carga monótonamente creciente (*Pushover*) que incorporan los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$, podrán considerarse en el presente Estudio como *equivalentes a*

B_1 : es un factor que amplifica los efectos de primer orden para tomar en consideración los desplazamientos que se generan entre puntos arriostrados ($P-\delta$).

B_2 : es un factor amplificador que toma en cuenta los efectos de segundo orden causados por los desplazamientos de los puntos arriostrados ($P-\Delta$).

($P-\Delta$): Efecto de las cargas actuando en la geometría deformada de una estructura con los nodos desplazados.

($P-\delta$): Efecto de las cargas actuando en la geometría deformada entre los nodos de un miembro.

los análisis dinámicos elásticos de primer orden amplificados; ya que la demanda misma ha sido amplificada por ya por dichos efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$.

Por último, dado que: 1) en la actualidad no existe un consenso acerca de un procedimiento en específico que se considere aceptable para efectuar análisis no lineales, 2) que la teoría relacionada con este tipo de análisis (no lineal) son principalmente objeto de estudios de especialización, maestrías y doctorados, y 3) que serán necesarias con certeza un número sustancial de ajustes, simplificaciones, convenciones y/o deducciones; por lo que se conviene como pertinente exponer, de forma clara, precisa e ilustrativa, todo aquello que se considere como fundamental para el entendimiento y aplicación de los análisis a efectuar; así como también los ajustes, simplificaciones, convenciones y/o deducciones a que hubieren lugar. Lo anterior implicará sin duda una extensión mayor en la redacción a la recomendada usualmente de 150 páginas como máximo para Trabajos Especiales de Grado. Sin embargo, esto se considera justificable en el hecho de que de esta manera se pretende que el presente trabajo de investigación tenga cierta flexibilidad a la hora de querer ajustarse para efectuar análisis sobre estructuras que difieran de las consideradas en este trabajo; y en consecuencia, que pudiera servir como herramienta de apoyo a futuros Trabajos Especiales de Grado en la misma línea de investigación, y hasta que pueda ser extendido a alumnos de pre-grado u otros profesionales motivados a iniciarse en este tipo de estudio y análisis de estructuras existentes.

OBJETIVOS

Objetivos Generales:

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural, similares a las Escuelas Tipo R, con estructuras metálicas de un piso incluyendo el efecto de la mampostería.
- Establecer los elementos no estructurales que ponen en riesgo la vida de las personas en las escuelas durante un sismo.

Objetivos Específicos:

- Recolectar información referente a las edificaciones escolares tipo rural, similares a las Escuelas Tipo R, que permita llevar a cabo un análisis de vulnerabilidad sísmica de las mismas.
- Desarrollar planos arquitectónicos y estructurales en 2D.
- Desarrollar modelos matemáticos representativos de las estructuras de las edificaciones escolares tipo rural, similares a las Escuelas Tipo R.
- Determinar las curvas de capacidad de las estructuras analizadas, con y sin mampostería no estructural confinada, valiéndose de análisis estático no lineal "Pushover".
- Estimar el desempeño sísmico de las estructuras analizadas.
- Establecer los factores "R" de reducción del espectro de respuesta sísmica elástica, derivados del desempeño sísmico obtenido para cada dirección principal de las estructuras analizadas, en función a la amenaza sísmica correspondiente.

- Estimar el comportamiento dinámico lineal de las estructuras analizadas, según el *Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel*.
- Verificar si se satisfacen las normas nacionales de diseño sismorresistente.
- Organizar un archivo fotográfico de elementos no estructurales que se encuentren en las visitas efectuadas a planteles, y que son típicos de edificaciones escolares; e incluyéndose su identificación según a la clasificación desarrollada para los elementos no estructurales en este trabajo.
- Sustentar con una exposición suficientemente clara e ilustrativa de los conceptos, fundamentos y criterios teóricos, simplificaciones, procedimientos y análisis empleados en el trabajo de investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II.1 SISMOS. CAUSAS Y MEDICIÓN

Un intento de explicar terremotos, volcanes y formación de montañas como consecuencia de movimientos superficiales horizontales de la corteza terrestre se conoce como la *Teoría del movimiento e interacción de placas*.

Según el *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS \(s.f. c\)](#), se tiene que:

Placa tectónica: Porción individual de litosfera que se mueve sobre la astenósfera.

Astenósfera: Se le llama así a la segunda zona del manto, localizada debajo de la litósfera, caracterizada por velocidades sísmicas bajas y atenuación de las ondas. Esta formada por rocas moldeables “pastosas”.

El contacto entre placas está constituido por sistemas de fallas que representan planos de ruptura de la Litosfera. Estos límites están caracterizados por el desplazamiento relativo entre estas (ver Figura 9). Es así como puede caracterizarse los límites entre placas según si presenta un movimiento divergente o de separación lo cuales pueden dar origen a mares, océanos o fosas; un movimiento convergente o de acercamiento, donde principalmente una de las placas se introduce debajo de la otra y que son capaces de dar origen a las montañas; o un movimiento transcurrente o de desplazamiento horizontal que generan básicamente sólo los sismos. El sismo se define entonces como el “movimiento brusco de la corteza terrestre,

capaz de cambiar por completo el paisaje de una región [sombras añadidas]”
(tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f. c](#)).

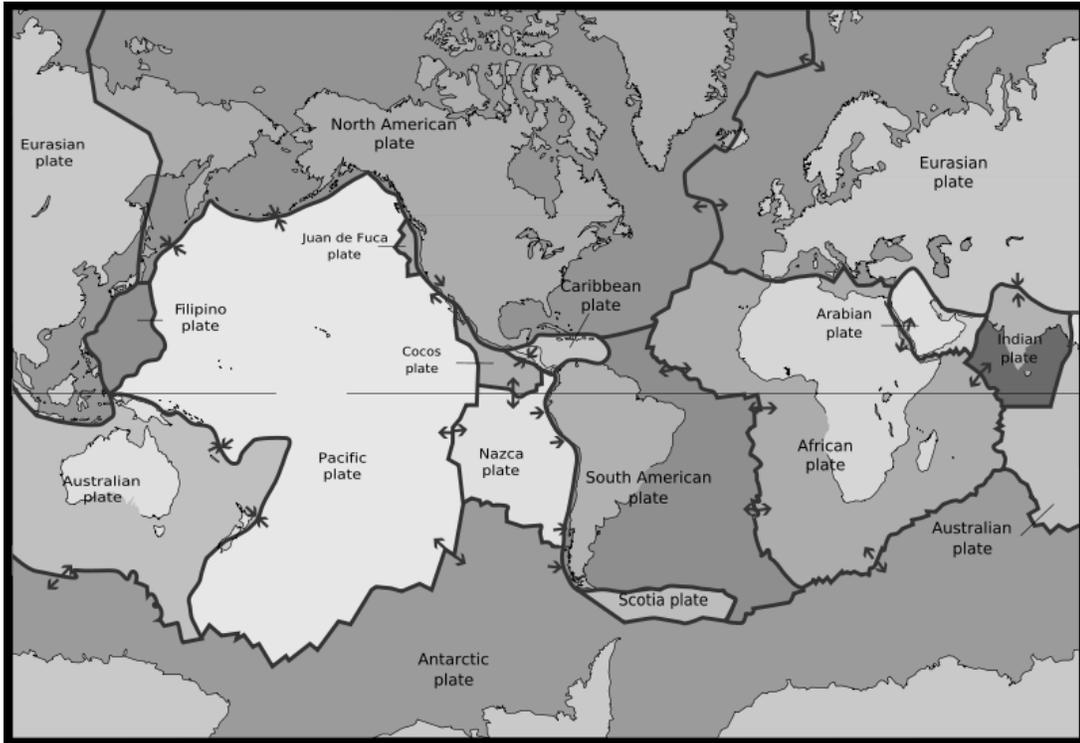


Figura 9. Placas Tectónicas. Tomado de *Plate tectonics* [Imagen en línea] de la página web de [Wikimedia Commons, 1986](#).

Según [Newmark y Rosenblueth \(1978\)](#):

Muchos son los fenómenos que pueden dar origen a los sismos: la actividad volcánica, las explosiones, el colapso de los techos de cavernas, etcétera. Con mucho, los sismos más importantes desde el punto de vista de la ingeniería son de origen tectónico, es decir, los asociados con deformaciones a gran escala en la corteza de la tierra. La situación obedece a la frecuencia con que ocurren los sismos tectónicos, la energía que liberan y la extensión de las áreas que afectan [sombras añadidas]. (p.241)

De acuerdo al *Glosario Sismológico* de la página web de la [FUNVISIS](#) (s.f. c), se tiene que: una onda sísmica es una “onda elástica [sombras añadidas], normalmente generada por un terremoto o una explosión”.

De [Newmark y Rosenblueth \(1978\)](#) se tiene que:

El *foco, centro, hipofoco o hipocentro* [sombras añadidas] de un sismo es el punto de la corteza terrestre en el que indican los cálculos que se originan las ondas sísmicas. (p.243)

El *epifoco o epicentro* [sombras añadidas] es la proyección vertical del foco en la superficie de la tierra. En ausencia de datos instrumentales el epicentro ha de fijarse a veces, basándose en los daños observados, como el punto de sacudidas más intensas... Términos tales como *distancia focal* y *distancia epicentral* [sombras añadidas] se refieren a distancias a un punto de interés dado, llamado *estación* [sombra añadida]. (p.243)

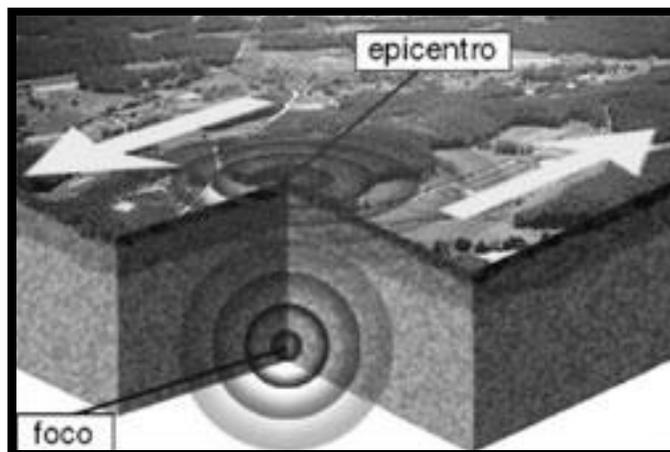


Figura 10. Epicentro y Foco de un sismo.
Tomado de *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS](#), s.f c.

Típicamente, las ondas sísmicas se dividen en los siguientes grupos principales de ondas o fases:

Ondas P: La primera onda, o la más rápida, viajando desde el lugar del evento sísmico a través de las rocas y que consiste en un tren de compresiones y dilataciones del material. Pueden viajar a través de los sólidos, líquidos y gases. (Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS](#), s.f.c)

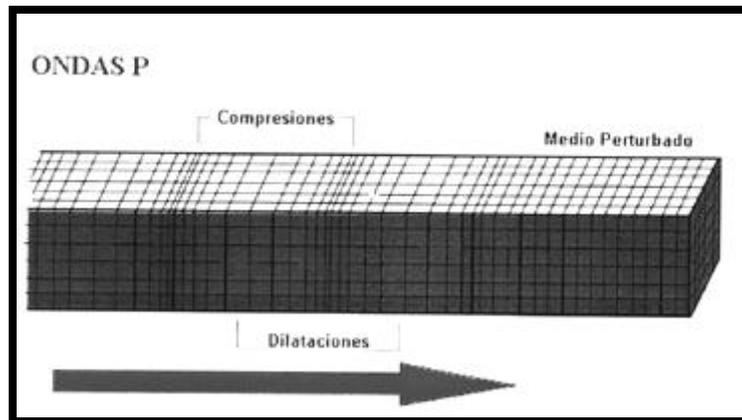


Figura 11. Ondas Sísmicas P (Primarias).
Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f.c.](http://FUNVISIS.s.f.c)

Ondas S: Ondas sísmicas secundarias, viajan más lento que las ondas P, consisten en vibraciones elásticas transversales a la dirección de recorrido. No pueden propagarse en líquidos. (Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f.c.](http://FUNVISIS.s.f.c))

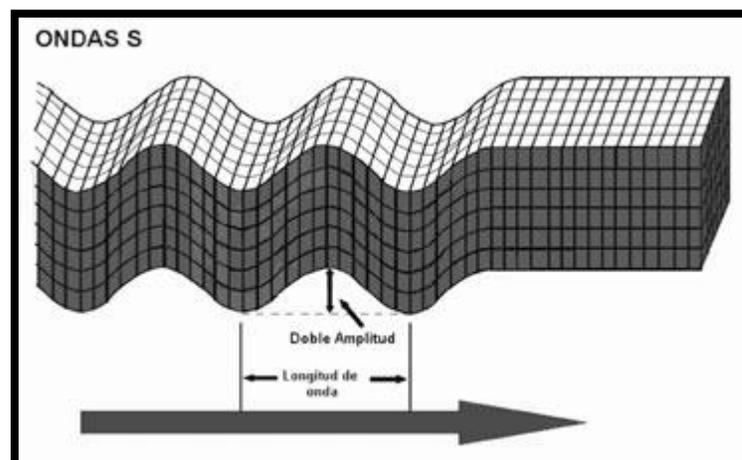


Figura 12. Ondas Sísmicas S (Secundarias).
Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f.c.](http://FUNVISIS.s.f.c)

Ondas L (Love): Ondas sísmicas superficiales con movimiento solo horizontal de cizalla normal a la dirección de propagación.

(Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f.c](#))

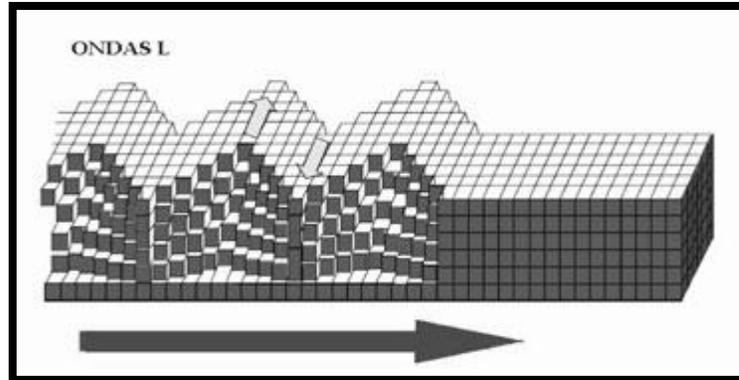


Figura 13. Ondas Sísmicas L (Love). Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f.c](#).

Ondas R (Rayleigh): Ondas sísmicas superficiales de amplitud decreciente con la profundidad; el movimiento de las partículas es elíptico retrogrado y ocurre en un plano vertical que contiene la dirección de propagación. Ondas sísmicas superficiales con movimiento solo horizontal de cizalla normal a la dirección de propagación. (Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f.c](#))

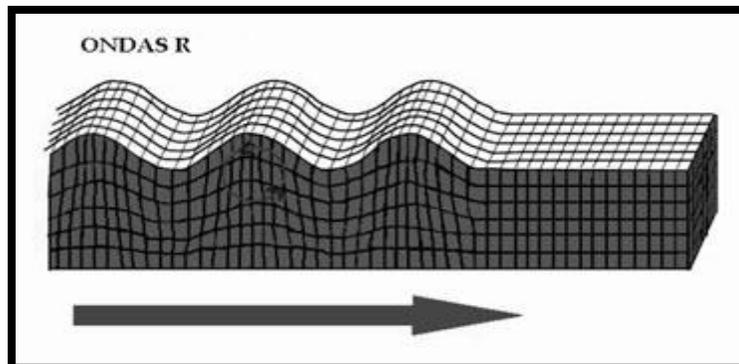


Figura 14. Ondas Sísmicas R (Rayleigh). Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f.c](#).

El registro de los sismos se lleva a cabo mediante sismómetros o acelerómetros, los cuales permiten ubicar el epicentro de un sismo y su magnitud.

De [Newmark y Rosenblueth \(1978\)](#):

La *magnitud* [sombra añadida] de un sismo es una medida de la energía liberada. *Intensidad* [sombra añadida] es una medida de la capacidad de destrucción sísmica local. Por lo tanto, a un sismo se asocia una sola magnitud, mientras que su intensidad varía de estación a estación. (p.243)

La escala que comúnmente es empleada para medir la magnitud de un sismo es la conocida como Escala de Richter; conociendo el tiempo transcurrido entre la aparición de las ondas P y las ondas S, y la amplitud de éstas en condiciones estándar. En el documento en línea titulado *What is Richter Magnitude?* elaborado por [Louie \(1996, octubre 9\)](#) y disponible en la web, se señala que la ecuación original desarrollada por Richter en 1935 es la siguiente:

$$M_L = \log_{10} A(mm) + (\text{factor de corrección de distancia})$$

En el mismo documento en línea de Louie (*op. cit.*) se señala que el *factor de corrección de distancia* de la expresión anterior viene de una tabla que puede ser encontrada en el libro “*Elementary Seismology*” de Richter (1958); donde particularmente, la expresión empleada por Richter para el Sur de California es:

$$M_L = \log_{10} A(mm) + 3 \log_{10} (8\Delta t(\text{seg})) - 2.92$$

En las expresiones anteriores se tiene que, A es la amplitud de las ondas S medida en milímetros directamente sobre el sismograma, y Δt el tiempo en medido en segundos desde el inicio de las ondas P hasta el inicio de las ondas S; con lo cual se pretende asignar una magnitud arbitraria pero constante a terremotos que liberan la misma cantidad de energía.

Sin embargo, debido a las limitaciones del sismómetro de torsión *Wood-Anderson* usado para desarrollar esta escala, la original magnitud local M_L o de Richter es ineficaz para relacionarse con las características físicas que originan el sismo; además de no poder ser calculada para eventos de magnitudes mayores a 6,8, ya que se presenta un efecto de saturación.

Varios investigadores propusieron extensiones a la escala de magnitud local, siendo las más populares la magnitud de ondas superficiales M_s (introducida por Gutenberg en 1945) y la magnitud de ondas de cuerpo m_b . Las ondas superficiales están representadas por las ondas P y S, mientras que las ondas de cuerpo están representadas por las ondas S y L.

En 1956, Gutenberg y Richter desarrollan la siguiente relación entre la energía sísmica irradiada E_s y la magnitud de las ondas superficiales M_s (expresión tomada del Documento en línea disponible en la web, titulado *Escalas de Intensidad y Magnitud. Apuntes de Clases*, de [Valenzuela, 2007, agosto 29](#)):

$$\text{Log}E_s=1.5M_s+11.8$$

Sin embargo, para valores mayores a 8.3, esta escala comienza a saturarse.

La magnitud de las ondas de cuerpo m_b , se calcula a partir de la máxima amplitud de la onda P en los primeros ciclos del registro, mediante un instrumento de período natural de 1 segundo en la componente vertical; no obstante, esta escala se satura para valores cercanos a 7.

El efecto de saturación, es debido a la ley de escalamiento del espectro sísmico que provoca que los métodos tradicionales de magnitudes (M_L , m_b , M_s) produzcan estimaciones de magnitudes similares para eventos que claramente son de tamaño diferente.

Ya para comienzos del presente siglo, la mayoría de los sismólogos consideran obsoletas las escalas de magnitudes tradicionales, reemplazando éstas por una medida físicamente más significativa llamada momento sísmico M_o definido mediante la fórmula (expresión tomada del Documento

en línea disponible en la web, titulado *Escalas de Intensidad y Magnitud. Apuntes de Clases*, de [Valenzuela, 2007, agosto 29](#)):

$$M_o = \mu * S * \Delta u$$

Siendo éste más eficaz para relacionar los parámetros físicos, como la dimensión de la ruptura sísmica y la energía liberada por el sismo. En la anterior expresión del momento sísmico M_o , el término μ es el módulo de rigidez al corte del material involucrado en la ruptura, S es el área de la ruptura, y Δu es el deslizamiento promedio en la superficie de falla.

En 1979, los sismólogos Tom Hanks y Hiroo Kanamori, investigadores del Instituto de Tecnología de California, propusieron la escala sismológica de magnitud de momento o de Kanamori (M_w), la cual provee una forma de expresar los momentos sísmicos como magnitud, y puede ser relacionada aproximadamente a las medidas tradicionales de magnitudes sísmicas. La ecuación desarrollada por Hanks y Kanamori, es la siguiente (expresión tomada del Documento en línea disponible en la web, titulado *Escalas de Intensidad y Magnitud. Apuntes de Clases*, de [Valenzuela, 2007, agosto 29](#)):

$$M_w = (2/3)(\log_{10}(M_o) - 16.1)$$

Esta escala tiene la virtud de no saturarse incluso para sismos de magnitudes mayores a 8.0-8.5.

Por otro lado, la escala que generalmente se emplea para medir la intensidad de los sismos es la conocida escala modificada de Mercalli. Esta escala consta de valores de I a XII diseñada por Giuseppe Mercalli en 1930 para medir y describir la intensidad de un terremoto, sobre la base de los daños que causa.

En definitiva, la magnitud es una medida cuantitativa, mientras que la intensidad es una medida cualitativa.

II.2 RIESGO SÍSMICO

La Organización Panamericana de la Salud, en su documento de la Serie Mitigación de Desastres titulado *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud* (OPS, 2000); expone lo siguiente:

...La Oficina del Coordinador de las Naciones Unidas para Casos de Desastres (UNDRO, actualmente OCHA), en conjunto con la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO), promovió una reunión con el fin de proponer una unificación de definiciones que ha sido ampliamente aceptada en los últimos años. Entre otros conceptos, el reporte de dicha reunión "Desastres Naturales y Análisis de Vulnerabilidad" incluyó los siguientes:

Amenaza o peligro (A): definida como la probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.

Vulnerabilidad (V): el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso, expresada en una escala desde 0 (sin daño) a 1 (pérdida total).

Riesgo Específico (R_s): el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento particular y como una función de la amenaza y la vulnerabilidad.

Elementos Expuestos a Riesgo (E): la población, las edificaciones, obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada.

Riesgo Total (R_t): el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debidos a la ocurrencia de un evento desastroso, es decir, el producto del Riesgo Específico R_s y los elementos bajo riesgo E .

Una vez conocida la amenaza o peligro A_i , entendida como la probabilidad de que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a i durante un período de exposición t , y conocida la vulnerabilidad V_e , entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto e a ser afectado o de ser susceptible de sufrir una pérdida ante la

ocurrencia de un evento con una intensidad i , el riesgo R_{ie} puede entenderse como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento e , como consecuencia de la ocurrencia de un evento con una intensidad mayor o igual a i ,

$$R_{ie} = (A_i, V_e)$$

es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales y económicas durante un período de tiempo t dado.

En otras palabras, la evaluación del riesgo puede llevarse a cabo mediante la siguiente formulación general:

$$R_t = E \cdot R_s = E \cdot (A \cdot V)$$

Considerando la exposición E implícita en la vulnerabilidad V . (pp.8-9)

Dado que la vulnerabilidad suele expresarse como una *fracción del costo de la edificación*; la expresión anterior puede simplificarse, definiendo entonces el riesgo (R) como una *función que depende de la amenaza, de la vulnerabilidad, y del costo o valor económico de daños o pérdidas*; de acuerdo a la siguiente expresión:

$$R = \text{Amenaza} \times \text{Vulnerabilidad} \times \text{Costo}$$

De esta expresión resulta evidente que para disminuir el riesgo, se debe disminuir al menos una de las variables involucradas.

En consecuencia, el *riesgo sísmico* “es el resultado de la evaluación probabilística de que en un determinado sitio y durante un tiempo de exposición determinado, las consecuencias económicas o sociales de los sismos, expresadas en unidades monetarias o en víctimas, excedan valores pre-fijados”. (Tomado del *Glosario Sismológico* de la página web de [FUNVISIS, s.f. c](#))

En cuanto a los costos, es evidente también que además de depender del elemento expuesto a riesgo que se este evaluando y de la localidad donde se ubique el estudio; dependen sensiblemente de la fecha de ejecución y período de duración de dicho estudio.

II.3 AMENAZA O PELIGRO SÍSMICO

La norma COVENIN 1756:2001, en su Capítulo 2, Sección 2.1 *Definiciones*, se expresa que la amenaza o peligro sísmico “cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar de forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes”.

El Comentario C-4.1 de la norma COVENIN 1756:2001, se señala que se consideran sismos con probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, lo que implica un período medio de retorno de 475 años; y para los cuales, se tienen como representativos los valores de coeficientes de aceleración horizontal A_0 dados en la Tabla 4, en función a las condiciones geotécnicas locales definidas para la zona sísmica considerada, y un factor de importancia $(\alpha)^8$ igual a 1 que es representativo de las edificaciones más comunes (Grupo B2)⁹. Adicionalmente, de acuerdo al Artículo 4.2 y Comentario C-8.6 de la misma norma, los valores representativos de coeficientes de aceleración vertical se tomarán como $(2/3)A_0$. Las estructuras que estén sometidas a los efectos de los referidos sismos, y que se asume que incursionan en el rango inelástico, generándose deformaciones permanentes, es imprescindible el garantizarse que no colapsen.

⁸ Ver Tabla 24.

⁹ Ver Sección II.14.6.

Tabla 4

Valores del coeficiente de aceleración horizontal (A_0)

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7		0.40
6	Elevado	0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2		0.15
1	Bajo	0.10
0		-----

Nota. Tomado de la tabla 4.1 de la norma COVENIN 1756:2001.

Las zonas sísmicas definidas en la figura 4.1 de la norma COVENIN 1756:2001 (ver Figura 5), son el resultado de numerosos estudios geológicos y de registros de la actividad sísmica local; sin embargo, poco dicen acerca del riesgo real que una estructura tiene ante la acción de un sismo. La tabla 4.2 de la citada norma muestra adicionalmente la zonificación sísmica del país en función de los estados y municipios.

Los códigos sismorresistentes, empleando espectros reales y otros obtenidos mediante la aplicación de modelos constitutivos y semi-empíricos de respuesta dinámica de perfiles geotécnicos, tipifican las formas de los espectros de respuesta de los terrenos de fundación.

Específicamente, tal y como se señala en el Comentario C-7.2 de la norma COVENIN 1756:2001, las formas espectrales tipificadas o “formas espectrales normalizadas”, fueron desarrolladas empleando espectros elásticos con 5% de amortiguamiento referido al crítico, el cual es característico de edificaciones con mampostería en estructuras, bien sean de concreto o de acero. Estas formas espectrales normalizadas o tipificadas se denotan como S1, S2, S3 y S4 (ver Figura 15), y definen las aceleraciones esperadas en sitios rocosos a partir de estudios de amenaza sísmica.

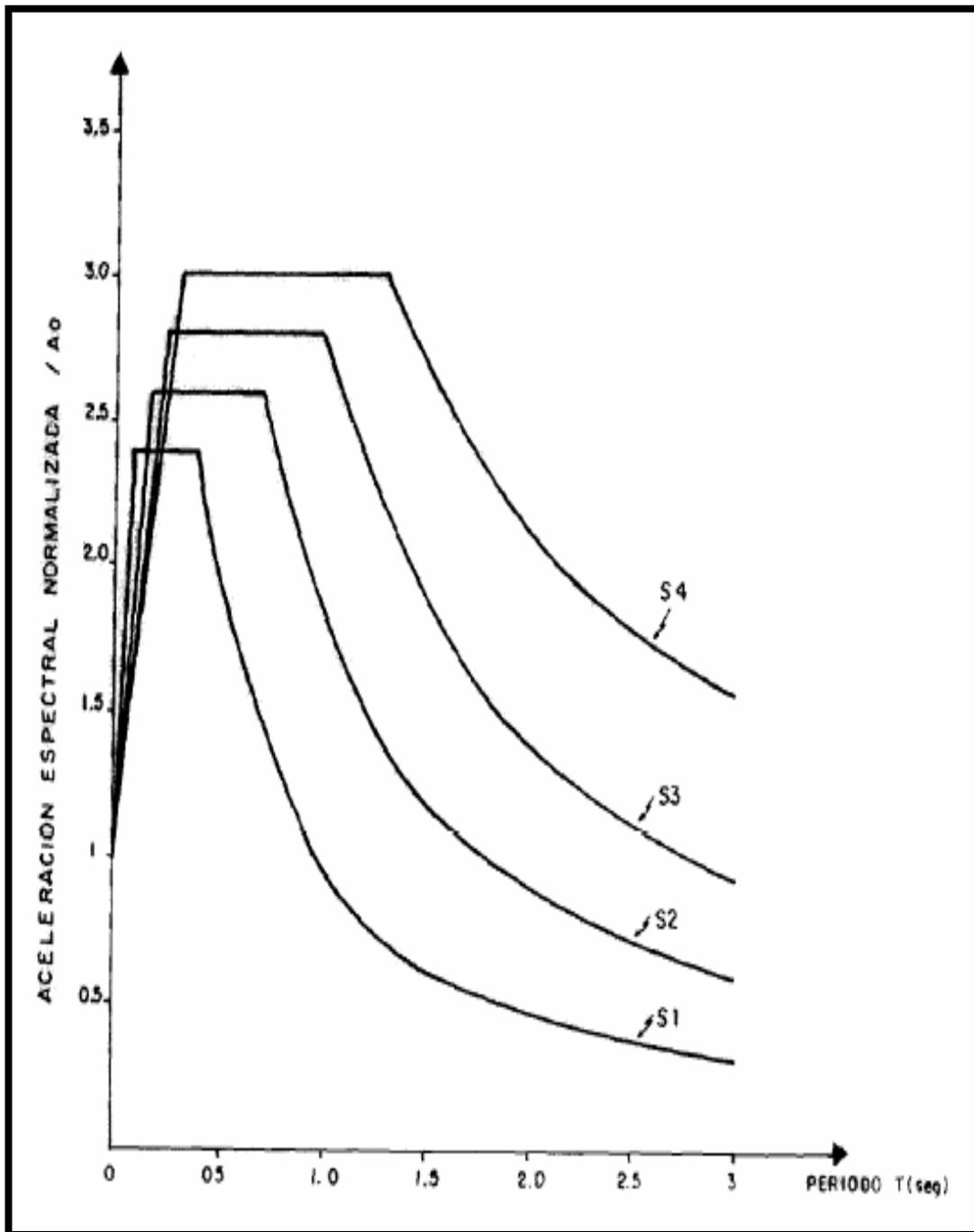


Figura 15. Formas Espectrales Elásticas Tipificadas. Tomado de la figura C-5.1 formas Espectrales Elásticas Tipificadas, del Comentario de la norma COVENIN 1756:2001.

El terreno de fundación reviste especial interés en el diseño sismorresistente, principalmente en cuanto a la respuesta dinámica del depósito de suelo. Tal respuesta dinámica depende del perfil geotécnico del suelo y de la zona sísmica considerada para la ubicación de dicho depósito de suelo. Básicamente, los parámetros, de interés en el diseño sismorresistente, que caracterizan la respuesta dinámica de un perfil geotécnico son: la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte sísmicas en dicho perfil (V_{ps}), la profundidad a la cual se encuentra el material con velocidad de propagación de la onda de corte mayor o igual a 500m/s ($V_s \geq 500\text{m/s}$) y las condiciones del material.

Sin embargo, es necesario considerar, tanto la presencia de suelos blandos, como el error estadístico de la *ley de atenuación* en la determinación de la amenaza sísmica; ya que estos inducen en la amenaza un efecto de magnificación. Al respecto, la norma COVENIN 1756:2001 incluye factores de corrección, ϕ , para ajustar los valores del coeficiente de aceleración horizontal, en aquellos perfiles geotécnicos menos propensos a amplificar la aceleración máxima en la superficie del terreno.

Tomando estos parámetros, y otros tales como: la distancia epicentral, las propiedades sismoelásticas locales, el tipo de suelo, la dirección de aproximación de las ondas sísmicas, la profundidad de los depósitos y la estratigrafía; la tabla 5.1 de la norma COVENIN 1756:2001, permite la selección de la forma espectral y el factor de corrección en función a la zona sísmica y los parámetros antes mencionados; prestando mayor flexibilidad y menor ambigüedad en cuanto a la anticipación de la respuesta dinámica del terreno de fundación. (Ver Tabla 5)

Tabla 5

Forma Espectral y Factor de Corrección (ϕ)

Material	V _{sp} (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S3 ^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese S4
b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que 0.1 H.
c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese S4.

Nota. Tomado de la tabla 5.1 de la norma COVENIN 1756:2001. V_{sp}=Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico; H=Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte; V_s, es mayor que 500m/s; ϕ =Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal; H₁=Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

Como se expone en el Documento en línea disponible en la web del Centro colaborador OPS/OMS para mitigación de desastres en establecimientos de salud, [Universidad de Chile, \(2000\)](#), titulado *Bases Metodológicas. Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructuradas con pórticos de hormigón armado. Evaluación de elementos arquitectónicos. Evaluación de equipamiento:*

Para los efectos prácticos de un estudio de peligro sísmico, se define como fuente sismogénica [sombras añadidas] aquella línea, zona o volumen geográfico que tenga similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas tales que se pueda considerar que posee un *potencial sísmico homogéneo en toda*

la fuente [itálicas añadidas]; es decir, en las que el proceso de generación y recurrencia de sismos es espacial y temporalmente homogéneo [sombras añadidas]. La definición de fuente sismogénica y su demarcación suele ser bastante subjetiva; sin embargo, es de gran importancia para estudios cuantitativos de peligro sísmico. Al menos las siguientes particularidades deben ser definidas para caracterizar una fuente sismogénica: magnitud máxima probable y relación frecuencia-magnitud.

La magnitud máxima se establece a partir de datos históricos, longitud o superficie máxima de falla deducida de antecedentes geológicos, geofísicos y tectónicos, desplazamientos máximos obtenidos de estudios geológicos de detalle, paleosismicidad, velocidad relativa de placas tectónicas, etc... (p.14)

La relación de recurrencia para una fuente sismogénica se expresa haciendo uso de la relación frecuencia-magnitud de Gutenberg y Richter (1944).

$$\text{Log } N = a - bM \quad (\text{p.15})$$

Los métodos seguidos para evaluar los métodos del peligro sísmico son generalmente de dos tipos: método determinístico y método probabilístico. Cada uno tiene sus ventajas y sus desventajas. (p.18)

El método determinístico [sombreado añadido] define uno o más terremotos característicos controladores, especificando para cada uno de ellos su magnitud, distancia hipocentral, aceleración horizontal y/o vertical) máxima, velocidad máxima, duración y período predominante.

El método probabilístico [sombreado añadido] no define un sismo específico, sino que incorpora los efectos de todos los sismos de todas las fuentes sismogénicas en el entorno del sitio definidas por los valores de magnitud máxima y relación frecuencia-magnitud. (p.19)

El método probabilístico fue publicado originalmente por Cornell (1968) y posteriormente adaptado por Algermissen y Perkins (1976) para permitir su uso numérico con fuentes de forma cualquiera... (p.20)

Luego, la probabilidad de que ocurra al menos un evento en el período T de la clase considerada será

$$P_s = 1 - e^{(-T/Tr)} \quad [\text{sombreado añadido}]$$

en que P_s es el Peligro sísmico, es decir, la probabilidad de excedencia de un valor particular de movimiento fuerte durante el período T [sombras añadidas], T = vida útil considerada y Tr

= tiempo medio de retorno de un evento que excede un valor particular de movimiento fuerte. Tr es el recíproco de la probabilidad anual ($T = 1$ año) de excedencia de dicho nivel de movimiento fuerte. Generalmente se especifica el movimiento fuerte que tiene una probabilidad de excedencia P_s de 10% en 50 años o 100 años. También es común utilizar una probabilidad de excedencia de 50% en 50 y 100 años. (p.21)

La expresión anterior que permite determinar el peligro o amenaza sísmica, P_s , es también conocida como fórmula de Poisson.

Si se define como (P) a la probabilidad de excedencia en decimales, (t) a la vida útil en años, y (Tr) al período de retorno en años; la fórmula de Poisson puede expresarse como:

$$P_s = 1 - P = 1 - e^{-(t/Tr)}$$

Por lo que la probabilidad de no excedencia quedaría expresada como sigue:

$$P = e^{-(t/Tr)}$$

Y el período de retorno (Tr) puede expresarse como:

$$Tr = - \frac{t}{LN(P)}$$

Como se expuso previamente, la norma COVENIN 1756:2001, considera para las edificaciones más comunes (Grupo B2) sismos con probabilidad de excedencia ($[1-P]_{(B2)}$) del 10% para una vida útil ($t_{(B2)}$) de 50 años, lo que resulta en un período medio de retorno ($Tr_{(B2)}$) de 475 años; es decir:

$$\left. \begin{array}{l} t_{(B2)} = 50 \text{ años} \\ (1-P)\%_{(B2)} = 10\% \end{array} \right\} Tr_{(B2)} = 475 \text{ años}$$

Para las edificaciones más comunes (Grupo B2), la misma norma COVENIN 1756:2001 define la aceleración máxima del terreno (A) para terreno firme como una porción de la aceleración de gravedad; representada esta porción mediante el coeficiente de la aceleración horizontal (A_o) indicado en la Tabla 4, según la Zona sísmica considerada. Lo anterior se expresa como:

$$A = A_o * g$$

Como se indica en el Comentario C-6.1.3 de la norma COVENIN 1756:2001, si se desean considerar:

...edificaciones de mayor importancia (Grupos A y B1) deben diseñarse para menores probabilidades de excedencia durante la misma vida útil, o lo que es equivalente, para probabilidades de excedencia similares (o aún menores) durante una vida útil mayor, del orden de 75 años para el grupo B1 y de 100 años para el grupo A. Esto conduce a períodos de retorno mayores.

Ahora bien, para considerar edificaciones de mayor importancia (Grupos B1 y A), en la norma COVENIN 1756:2001 se establece cada una de estas edificaciones deben diseñarse para una vida útil mayor que las de menor importancia ($t=75$ años y 100 años, respectivamente), conduciendo esto a períodos de retorno (Tr) mayores; consiguiéndose que para zonas de elevada amenaza sísmica (Zonas 5, 6 y 7), la siguiente correlación se satisface de manera aproximada:

$$A = \left(Tr / Tr_{(B2)} \right)^{0.26} * A_o * g = \alpha * A_o * g$$

Donde el término (α) es el llamado factor de importancia, y queda definido como:

$$\alpha = \left(Tr / Tr_{(B2)} \right)^{0.26}$$

Y en consecuencia, el período de retorno (T_r) y la probabilidad de excedencia ($1-P$), ambos según la importancia de la edificación (α), quedan expresados como:

$$T_r = T_{r(B2)} * \alpha^{\frac{1}{0.26}}$$
$$1 - P = 1 - e^{-\frac{t}{T_{r(B2)} * \alpha^{\frac{1}{0.26}}}}$$

Sustituyendo en las expresiones anteriores el valor de $T_{r(B2)}=475$ años, se obtienen las expresiones que permiten expresar tanto el período de retorno (T_r) como la probabilidad de excedencia ($1-P$), en función de la importancia (α) de la edificación considerada (Grupo B2, B1 o A):

$$T_r = 475 * \alpha^{\frac{1}{0.26}}$$
$$1 - P = 1 - e^{-\frac{t}{475 * \alpha^{\frac{1}{0.26}}}}$$

Por otro lado, para obtener la expresión de la aceleración máxima del terreno (A) para terreno firme, considerando edificaciones de mayor importancia (Grupos B1 y A); es necesario expresar primero el factor de importancia (α) sustituyendo el valor de $T_{r(B2)}=475$ años.

$$\alpha = (T_r / 475)^{0.26}$$

Sustituyendo en la expresión previa para la aceleración máxima del terreno (A) para terreno firme, se obtiene que:

$$A = (T_r / 475)^{0.26} * A_o * g$$

Dado que por definición, período de retorno se expresa como $T_r = -\frac{t}{\text{LN}(P)}$, la expresión anterior puede expresarse como:

$$A = (Tr/475)^{0.26} * A_o * g = \frac{g}{475^{0.26}} * A_o * (-LN(P)/t)^{-0.26}$$

Tomando como aceleración de gravedad $g=981\text{cm}/\text{seg}^2$, se puede expresar de manera aproximada el término $\frac{g}{475^{0.26}} \approx 198$, obteniéndose en definitiva la siguiente expresión, la cual coincide con la indicada en el Comentario C-6.1.3 de la norma COVENIN 1756:2001.

$$A = 198 * A_o * (-LN(P)/t)^{-0.26}$$

Considerando ahora, tal y como se indica en la Sección II.14.6, que según la norma COVENIN 1756:2001, para edificaciones del Grupo=(B2, B1 y A) les corresponde un factor de importancia $\alpha=(1.00, 1.15 \text{ y } 1.30)$ respectivamente, y considerando además una vida útil $t=(50 \text{ años, } 75 \text{ años y } 100 \text{ años})$ respectivamente; se obtienen los siguientes valores para la probabilidad de excedencia (1-P) y de período de retorno (Tr):

Tabla 6

Períodos medio de Retorno (Tr) y Probabilidad de Excedencia (1-P), dependiendo del uso de las edificaciones, según la norma COVENIN 1756:2001.

		<u>USO DE LA EDIFICACIÓN (Grupo)</u>		
		B2	B1	A
Factor de Importancia	α	1.00	1.15	1.30
Vida Útil	t	50 años	75 años	100 años
Probabilidad de Excedencia	1-P	10.0%	8.8%	7.4%
Período de Retorno	Tr	475 años	813 años	1303 años

Dado que para considerar edificaciones de mayor importancia (Grupos B1 y A), la norma COVENIN 1756:2001 incrementa el coeficiente de la

aceleración horizontal (A_0) indicado en la Tabla 4 y el coeficiente de aceleración vertical ($^{2/3}A_0$), de forma directamente proporcional al *factor de importancia* inherente al Grupo considerado; en definitiva dependiendo del Grupo considerado, los valores del coeficiente de la aceleración horizontal (αA_0) y vertical ($^{2/3}\alpha A_0$), son para los Grupos B1 y A un 15% y un 30% superior, respectivamente, a los correspondientes al Grupo B2.

Tabla 7

Coeficiente de Aceleración Horizontal (αA_0) y Vertical ($^{2/3}\alpha A_0$), según la importancia de la edificación.

Zona Sísmica	Peligro Sísmico	A_0	Coef. Aceleración Horizontal αA_0			Coef. Aceleración Vertical $(^{2/3})\alpha A_0$		
			Grupo			Grupo		
			B2 $\alpha=1.00$	B1 $\alpha=1.15$	A $\alpha=1.30$	B2 $\alpha=1.00$	B1 $\alpha=1.15$	A $\alpha=1.30$
7		0.40	0.40	0.46	0.52	0.27	0.31	0.35
6	Elevado	0.35	0.35	0.40	0.46	0.23	0.27	0.30
5		0.30	0.30	0.35	0.39	0.20	0.23	0.26
4	Intermedio	0.25	0.25	0.29	0.33	0.17	0.19	0.22
3		0.20	0.20	0.23	0.26	0.13	0.15	0.17
2	Bajo	0.15	0.15	0.17	0.20	0.10	0.12	0.13
1		0.10	0.10	0.12	0.13	0.07	0.08	0.09
0		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

II.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA

Un estudio de vulnerabilidad sísmica tiene como objetivo *establecer el grado de pérdida de un bien o función, como resultado de la probable ocurrencia de un evento sísmico*. Esto incluye la factibilidad de que se produzcan pérdidas de vidas. Por lo tanto, la vulnerabilidad sísmica varía según las características particulares de lo que pretenda estudiar. En el presente trabajo, el estudio de la vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R está asociado a los elementos estructurales y a la mampostería no estructural que conforma paneles de relleno en los pórticos. En consecuencia, atendiendo lo expuesto en el Documento en línea disponible en la web del Centro colaborador OPS/OMS para mitigación de desastres en establecimientos de salud, [Universidad de Chile, \(2000\)](#), titulado *Bases Metodológicas. Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructuradas con pórticos de hormigón armado. Evaluación de elementos arquitectónicos. Evaluación de equipamiento*, el estudio de vulnerabilidad considerada en el presente trabajo de investigación contempla los siguientes dos aspectos:

Vulnerabilidad Estructural [sombras añadidas]: que está asociada al daño de elementos de la estructura resistente, es decir vigas, columnas, losas, muros estructurales y fundaciones. (p.iii)

Vulnerabilidad No Estructural [sombras añadidas]: que está asociada al daño de elementos del tipo no estructural, tales como mampostería, tabiques, fachadas, vidrios, techos falsos, etc., equipos de oficina, materiales didácticos, equipos y materiales de laboratorio y instalaciones de servicios (gas, comunicaciones, agua potable, aguas servidas, electricidad, aire acondicionado, etc.). (p.iii)

Toda edificación debe desarrollar las capacidades sismorresistentes adecuadas a la demanda sísmica relacionada al tipo de zona sísmica donde se encuentre ubicada. De esta manera quedan definidos los niveles admisibles de daño según la intensidad de los sismos que puede sufrir una

estructura a lo largo de su vida útil. Se considera que la estructura debe ser capaz de resistir dentro del régimen elástico, durante toda su vida útil, los efectos de sismos con un período de retorno al menos similar al de la vida útil de la estructura. Dependiendo del tipo de edificación e importancia de esta, se puede establecer para demandas sísmicas severas, límites de daños que permitan la rehabilitación a costos razonables; ó simplemente, que eviten el colapso de la misma de alcanzar un nivel de daño irreparable. Este último criterio sólo es posible si los miembros que conforman la estructura y sus conexiones tienen la adecuada capacidad de deformación inelástica; es decir, que sean capaces de disipar energía mediante deformaciones inelásticas. El inconveniente fundamental radica en estimar con certeza cual sería la respuesta de la edificación ante la acción de sismos que sean verdaderamente severos.

El análisis de la vulnerabilidad sísmica puede hacerse a través de métodos cualitativos o métodos cuantitativos. En la bibliografía técnica se pueden encontrar una gran variedad de estos métodos.

En la página 3 del documento en línea titulado *Procedimientos para el desarrollo de estudios de vulnerabilidad*, elaborado por [Boroschek \(2002\)](#), Director de Investigación de la Universidad de Chile (Centro Colaborador de la OPS/OMS para la Mitigación de Desastres en los Establecimientos de Salud), se puede destacar lo siguiente a cerca de los métodos cualitativos o métodos cuantitativos:

1. Los métodos cualitativos o indiciales consisten principalmente en índices globales de vulnerabilidad. Algunas propuestas de estos los métodos pueden encontrarse en: FEMA 178; FEMA 154; Gallegos, H. y Ríos, R. (1986); Hirosawa, M. (1981 y 1992); Meli, R. (1991); y Shinga, T. (1977).

2. Los métodos cuantitativos consisten principalmente en extensiones de los procedimientos de análisis y diseño sismorresistente. Algunas propuestas de estos los métodos pueden encontrarse en: ATC-40; FEMA 178; FEMA 273, FEMA 356, FEMA 440; y Priestley, N. y Calvi, M. (1991).

II.5 REHABILITACIÓN O ADECUACIÓN

En la norma COVENIN 1756:2001, se establecen los lineamientos para la evaluación, adecuación o reparación de una edificación existente; en el caso particular de estructuras de acero, debe considerarse de igual manera la norma COVENIN 1618:1998.

La norma COVENIN 1756:2001 define la rehabilitación o adecuación como: aquellas “acciones constructivas destinadas a reducir la vulnerabilidad sísmica de una edificación, tales como: modificaciones, rehabilitación, reforzamiento, aislamiento sísmico o uso de disipadores de energía”.

En los documentos FEMA 273 (ATC, 1997a), FEMA 356 (ASCE, 2000), FEMA 440 (ATC, 2005), y ATC-40 (ATC, 1996), se detallan con precisión procedimientos y criterios que recomiendan seguir para evaluar, analizar, rehabilitar o adecuar una edificación; considerando además que el análisis se efectúe mediante un procedimiento lineal ó no-lineal. Un procedimiento lineal considera que la estructura se *comporta sólo de forma elástica*, mientras que los procedimientos no-lineales consideran que la estructura es capaz de manifestar un *comportamiento dúctil*.

Más adelante, en la Sección II.19, se exponen en detalle los métodos de análisis de una edificación existente considerados en este trabajo.

II.6 DUCTILIDAD, ARTICULACIONES PLÁSTICAS Y MECANISMOS DE FALLA O COLAPSO

Es necesario definir previamente los términos cedencia, plastificación, análisis elástico y análisis plástico para poder describir satisfactoriamente la ductilidad, las articulaciones plásticas y los mecanismos de falla:

1) La Cedencia, cuando se trata de un *material*, se refiere a la "...Primera tensión aplicada a un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones..." ([Terminología de las Normas COVENIN-MINDUR de Edificaciones, norma COVENIN-MINDUR 2004:1998, Capítulo 1, Sección 1.4 , p.8](#))

2) La Cedencia, cuando se trata de una *estructura*, varía su definición de acuerdo a los criterios del método o procedimiento de análisis considerado. Básicamente, todas las definiciones consisten en condiciones idealizadas del comportamiento del sistema estructural analizado. Algunas de estas definiciones son:

2.1) "cedencia. Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal." ([Edificaciones sismorresistentes, norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001, Artículo 2.1 Definiciones, p.4](#))

2.2) La definición de cedencia [sombra añadida] es similar a la utilizada por el ATC (1978) y FEMA 1977a, aún cuando no satisface estrictamente el comportamiento supuesto. Es decir, tanto en el cálculo de los espectros de diseño (Artículo 7.2) como en el de los desplazamientos máximos de la estructura (Artículo 10.1), el comportamiento estructural implícito es el de

un sistema elastoplástico; ésta es una idealización que no incluye una transición gradual del intervalo de deformaciones elásticas a las perfectamente plásticas, tal como se desprende de la definición de cedencia [sombra añadida]. El carácter alternante de estas incursiones en el dominio inelástico se enfatiza en la definición de ductilidad, en la cual se presupone que una vez alcanzada la condición de cedencia [sombra añadida], las incursiones en el rango inelástico ocurren sin pérdida apreciable de la capacidad resistente de los componentes del sistema estructural... (Comentario C-2.1 *Definiciones, de la norma COVENIN 1756:2001, p.C-8*)

2.3) El término "cedencia significativa" [sombras añadidas] no es el punto donde se produce la primera cedencia en cualquiera de los miembros, sino más bien se define como el nivel causante de la plastificación completa de por lo menos la región más crítica de la estructura (por ejemplo, formación de una primera articulación plástica en la estructura)...¹⁰ (FEMA 450-2, Parte 2 *Comentarios, BSSC, 2003, p.35*)

2.4) La relación de fuerza-desplazamiento no lineal entre la cortante basal y el desplazamiento del nodo de control será substituida por una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia cedente efectiva, V_y , [sombras añadidas] del edificio como mostrado en la Figura 3-1. Esta relación será bilineal, con la pendiente inicial, K_e y la pendiente de postcedencia, α . Los segmentos de recta sobre la curva de fuerza-desplazamiento idealizada serán localizados usando un procedimiento iterativo gráfico que aproximadamente equilibra el área encima y debajo de la curva. La rigidez lateral efectiva, K_e , será tomada como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante basal igual al 60% de la resistencia cedente efectiva [sombras añadidas] de la estructura. La pendiente de postcedencia, α , será determinada por un segmento de recta que pasa por la curva real en el desplazamiento objetivo calculado. La resistencia cedente efectiva [sombras añadidas] no será tomada como

¹⁰ Original en ingles: "The term "significant yield" is not the point where first yield occurs in any member but, rather, is defined as that level causing complete plastification of at least the most critical region of the structure (such as formation of a first plastic hinge in the structure).."

mayor que la máxima fuerza cortante basal en ningún punto a lo largo de la curva real.¹¹ (ASCE, 2000, p.3-19)

3) “*Análisis Elástico*. [sombras añadidas] Determinación de los efectos de carga (fuerza, momento, esfuerzos, según corresponda) sobre los miembros y conexiones basadas en el supuesto de que la deformación del material desaparece al retirar la fuerza que la produjo”¹² (AISC, 1994, p.6-268)

4) “*Plastificación*. [sombra añadida] El proceso de cedencia sucesivo de las fibras de la sección transversal de un miembro a medida que el momento flector se incrementa”¹³ (AISC, 1994, p.6-271)

Cuando en un material se presenta la plastificación, se dice que se el material incursiona en el *dominio inelástico*.

5) *Elástico-perfectamente plástico*. [sombras añadidas] Un material que tiene una curva de esfuerzo-deformación idealizada que varía linealmente desde el punto de cero de tensión y el esfuerzo cero hasta el punto de cedencia (límite de elasticidad) [comentario entre paréntesis añadido] del material, y después el aumento de tensión desde el valor del esfuerzo de cedencia sin nuevos incrementos en el esfuerzo¹⁴ (AISC, 1994, p.6-268)

¹¹ Original en inglés: “The nonlinear force-displacement relationship between base shear and displacement of the control node shall be replaced with an idealized relationship to calculate the effective lateral stiffness, K_e , and effective yield strength, V_y , of the building as shown in Figure 3-1. This relationship shall be bilinear, with initial slope K_e and post-yield slope α . Line segments on the idealized force-displacement curve shall be located using an iterative graphical procedure that approximately balances the area above and below the curve. The effective lateral stiffness, K_e , shall be taken as the secant stiffness calculated at a base shear force equal to 60% of the effective yield strength of the structure. The post-yield slope, α , shall be determined by a line segment that passes through the actual curve at the calculated target displacement. The effective yield strength shall not be taken as greater than the maximum base shear force at any point along the actual curve.”

¹² Original en inglés: “*Elastic analysis*. Determination of load effects (force, moment, stress, as appropriate) on members and connections based on the assumption that material deformation disappears on removal of the force that produced it “

¹³ Original en inglés: “*Plastification*. The process of successive yielding of fibers in the cross section of a member as bending moment is increased”

¹⁴ Original en inglés: “*Elastic-perfectly plastic*. A material which has an idealized stress-strain curve that varies linearly from the point of zero strain and zero stress up to the yield point of

6) *Rótula (o articulación) plástica.* [comentario entre paréntesis y sombras añadidas] A zona cedida (zona que ha entrado en cedencia por completo) [comentario entre paréntesis añadido] que se forma en un miembro estructural cuando el momento plástico se ha alcanzado. La viga se supone que gira como si estuviese articulada, excepto que es restringida por el momento plástico M_p ¹⁵ (AISC, 1994, p.6-271)

7) *Análisis plástico.* Determinación de los efectos de carga (fuerza, momento, esfuerzos, según corresponda) sobre los miembros y conexiones basadas en la suposición del comportamiento rígido-plástico, es decir, que el equilibrio se cumple en toda la estructura y la cedencia no ha excedido en ningún lugar. Los efectos de segundo orden puede ser necesario que sean considerados¹⁶ (AISC, 1994, p.6-271)

8) La Ductilidad es la “Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.” (Edificaciones sismorresistentes, norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001, Artículo 2.1 *Definiciones*, p.4)

En el caso particular del material *acero estructural*, la ductilidad es un *índice de la deformabilidad inelástica*, cuantificada por el % de alargamiento ($\Delta L/L_0$) o reducción del área ($\Delta A/A_0$), y los cuales dependen fuertemente de la geometría de la muestra. Del anterior concepto general expuesto en 8), cuando dichos componentes incursionan en el rango inelástico, se producen

the material, and then increases in strain at the value of the yield stress without any further increases in stress”

¹⁵ Original en inglés: “*Plastic hinge.* A yielded zone which forms in a structural member when the plastic moment is attained. The beam is assumed to rotate as if hinged, except that it is restrained by the plastic moment M_p ”

¹⁶ Original en inglés: “*Plastic analysis.* Determination of load effects (force, moment, stress, as appropriate) on members and connections based on the assumption of rigid-plastic behavior, i.e., that equilibrium is satisfied throughout the structure and yield is not exceeded anywhere. Second order effects may need to be considered”

deformaciones permanentes en el mismo. La capacidad de deformación permanente de componentes o miembros estructurales, puede definirse tomando como base cualquier desplazamiento lineal (δ) o angular (θ). De aquí que la relación entre la condición última y de cedencia, (δ_u/δ_y) o (θ_u/θ_y) , corresponde al llamado *factor de ductilidad*. Inclusive esta misma relación del factor de ductilidad es aplicable al sistema estructural para estimar la capacidad global de deformación dúctil. Es importante mencionar que las condiciones de soldabilidad, la presencia de esfuerzos residuales, la posibilidad de desgarramiento laminar, el efecto del trabajo en frío, el efecto de la temperatura, el efecto de fatiga, y la corrosión, producen variaciones tanto en la ductilidad como en la resistencia de miembros y componentes de acero, y sus medios de unión; incluso, si no se respetan los límites de tolerancias normativas de curvatura inicial de los miembros pueden tener también efectos relevantes en la variación de la capacidad de resistencia y ductilidad.

Una ventaja de la ductilidad es que pueden presentarse deformaciones visibles si las cargas se vuelven muy grandes, lo que puede llegar a permitir tomar una acción correctiva antes de que ocurra la falla. En los sistemas elasto-plásticos la ductilidad es igual al cociente del desplazamiento total entre el desplazamiento cedente. (Ver Sección II.17)

El *acero estructural* es un material dúctil que tiene bien definidas sus propiedades físicas; y como puede evidenciarse en la Figura 16, este material manifiesta un comportamiento no lineal luego de alcanzar su esfuerzo de cedencia (o de inicio de la cedencia), este último denotado usualmente como: " F_y ", " σ_y ", o " f_y "¹⁷. El subíndice "y" viene de la palabra en inglés "*yielding*", que significa "*cedencia*". Este esfuerzo de cedencia " f_y " en tracción uniaxial es un valor promedio que define el esfuerzo a partir del cual el material deja de comportarse elásticamente; sin embargo, este límite tiende siempre a ser superior que el límite de proporcionalidad " f_{pr} " (elástico lineal-

¹⁷ No confundir con el "*factor forma para momento*" (f) que se indica más adelante.

Ley de Hooke). El diagrama de esfuerzo-deformación, como el mostrado en la Figura 16, se determinan los esfuerzos en función del área de sección transversal de la probeta antes de ser sometida a los esfuerzos de tracción uniaxial ($f=P/A_0$); no obstante, luego de ocurrir la cedencia en la probeta, comienza reducirse progresivamente el área de transversal de la probeta y a formarse una estricción en la misma. De aquí que si se determinara el esfuerzo de acuerdo al área reducida progresivamente ($f=P/A$), se obtendría realmente una curva por encima a la correspondiente de ($f=P/A_0$); y la fuerza última real a la rotura es ($f_{u \text{ efect.}}$) superior al esfuerzo último (f_u). Sin embargo, se acepta a adoptar (f_u) como el esfuerzo último a la rotura. Adicionalmente, el valor del esfuerzo de cedencia " f_y " en tracción uniaxial se acepta también como el valor correspondiente de compresión uniaxial.

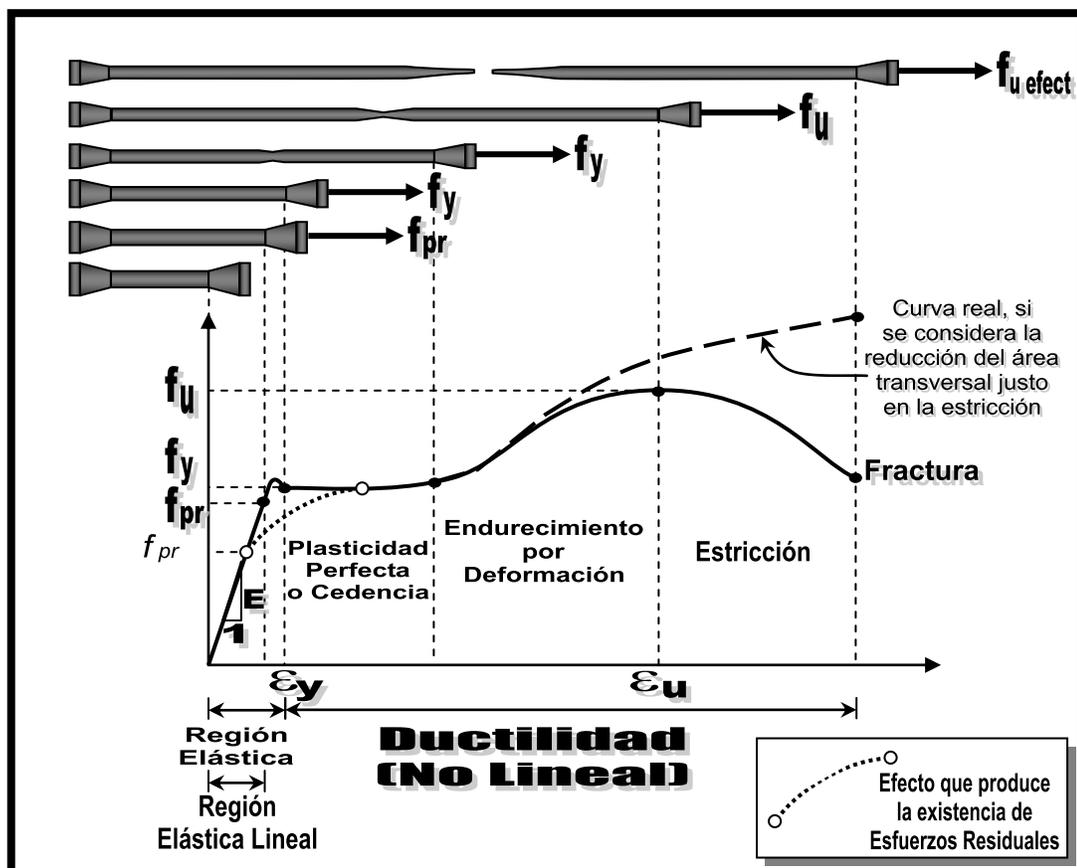


Figura 16. Diagrama esfuerzo-deformación característico del acero estructural en tracción uniaxial obtenido de probetas de ensayo.

Especialmente, en el proceso de fabricación de los perfiles laminados (como lo son los perfiles IPN) se generan esfuerzos internos de tracción y compresión (esfuerzos residuales) debidos principalmente al enfriamiento no uniforme de los mismos. El efecto neto de estos esfuerzos residuales es el de alterar el diagrama de esfuerzo-deformación real de los miembros con respecto al obtenido de las probetas del material. La presencia de esfuerzos residuales anticipa la cedencia local de algunas fibras, lo que determina el esfuerzo límite de proporcionalidad elástica (f_{pr}), mucho antes de alcanzarse la carga de cedencia de toda la sección transversal (f_y); y provocando además, un endurecimiento local prematuro, que se manifiesta en un recorte de la rama plástica del mismo diagrama de esfuerzo-deformación. Los esfuerzos residuales son particularmente importantes en miembros sometidos a compresión axial, dado que experimentalmente se ha observado que las columnas con tensiones residuales se comportan como si el material no fuera homogéneo al comenzar la plastificación; lo cual evidencia la variación del esfuerzo cedente (f_y) en los distintos puntos de las secciones transversales. Una vez que se excede el límite de proporcionalidad elástica (f_{pr}), ya pierde validez el módulo de elasticidad lineal o módulo de Young (E); lo que a conllevado a desarrollar la teoría del módulo tangente (E_t) a fin de poder considerar el pandeo de miembros y elementos en el rango no lineal.

A menudo se emplean diagramas de esfuerzo-deformación idealizados de los *materiales dúctiles*; es decir, que tienen un diagrama de esfuerzo-deformación no lineal. Básicamente se simplifican los diagramas de esfuerzo-deformación en función a dos comportamientos no lineales, uno es suponer que el material se comporta de acuerdo a un diagrama elasto-plástico perfecto, y el otro es suponer que se comporta de acuerdo a un diagrama elasto-plástico bilineal. (Gere y Timoshenko, 1986). Algunos caso particulares pueden requerir que se considere que el material es solamente elástico lineal ó perfectamente plástico. O puede considerarse un diagrama más refinado, especialmente para el acero, como el de un diagrama trilineal

(ver figura 17). A modo de simplificación, se puede hacer referencia a estos casos como *material elástico no lineal*, *elasto-plástico perfecto*, *elasto-plástico bilineal*, *elástico lineal*, *perfectamente plástico*, ó *elasto-plástico trilineal* respectivamente.

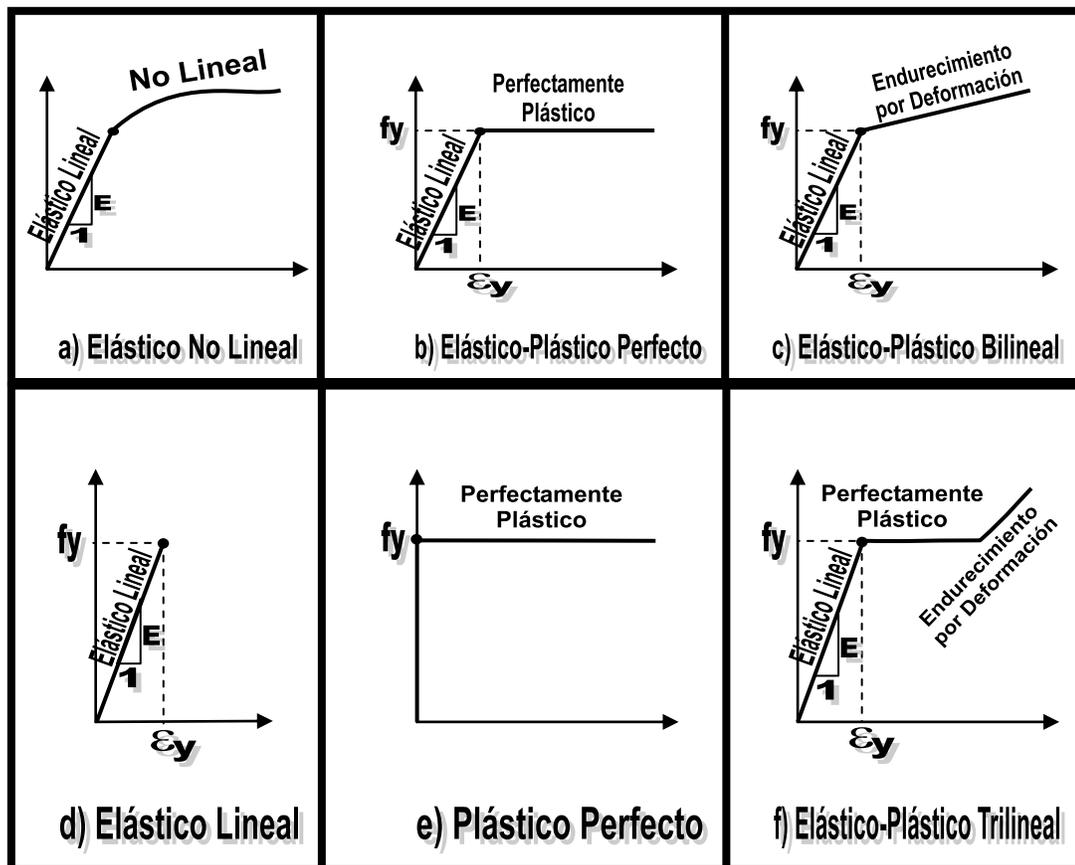


Figura 17. Algunos tipos de Diagramas idealizados esfuerzo-deformación No Lineales.

En la Figura 18 se observa el comportamiento de un material elasto-plástico perfecto sometido a *momento flexionante*, como por ejemplo lo puede ser una viga de acero estructural. Mientras los *momentos flexionantes* aplicados M sean pequeños, el esfuerzo máximo que se genera en la viga σ es menor al *esfuerzo de cedencia* σ_y y donde el *eje neutro* pasa por el centroide de la sección.

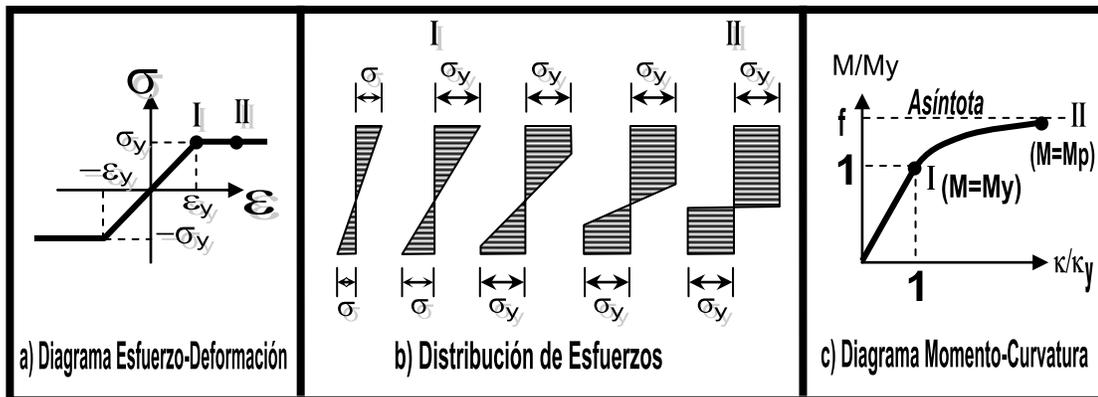


Figura 18. Material Elasto-Plástico Perfecto sometido a Flexión (Comportamiento No Lineal). Ajustado a las figuras 10-2, 10-3 y 10-6 del libro *Mecánica de Materiales. Segunda Edición, Gere y Timoshenko, 1986*, p.p.555,556,559. En el diagrama de Momento-Curvatura, el término “f” es el “factor forma”.

En el instante que los momentos flexionantes M permiten que el esfuerzo máximo generado sobre la viga alcance el esfuerzo de cedencia $\sigma = \sigma_y$ y por ende la *deformación cedente* ε_y , se tiene que la viga ha alcanzado su *momento flexionante de cedencia* M_y (punto I). A partir de este instante, con el incremento del momento flexionante M por encima del momento de cedencia M_y , las deformaciones en los extremos de la sección transversal continúan aumentando y la *deformación máxima* ε continuará incrementándose más allá de la deformación cedente ε_y .

Sin embargo, debido a la cedencia perfectamente plástica, los esfuerzos máximos *permanecerán constantes e iguales* a σ_y . Las zonas extremas de la sección de la viga se han vuelto plásticas mientras permanece elástica la zona o núcleo central. La posición del eje neutro también cambia a menos de que se trate de una sección doblemente simétrica (como por ejemplo los perfiles tipo IPN).

Cuando la zona o núcleo elástico se hace muy pequeña como para considerar que ha desaparecido, teniéndose una distribución de esfuerzos que consiste en dos porciones rectangulares (punto II), se dice que el

momento flexionante ha alcanzado la resistencia última de la viga. En este momento el momento flexionante se denomina momento flexionante plástico M_p y representa el momento máximo que puede soportar una viga de material elastoplástico.

En realidad la zona o núcleo elástico no desaparece del todo, ya que el momento plástico M_p se encuentra sobre la asíntota de ordenada igual al “factor forma para momento”¹⁸ f , es sólo una *idealización*. Hasta el (punto II) se dice frecuentemente que el material tiene un comportamiento de *flujo plástico controlado*. A partir del (punto II), la viga continúa deformándose sin ningún incremento en el momento flexionante aplicado, teniéndose entonces una condición de *flujo plástico incontrolado*.

El *momento cedente* se expresa como $M_y = \sigma_y S$ y el *momento plástico* como $M_p = \sigma_y Z$, donde S representa el módulo de sección elástico y Z el módulo de sección plástico. La razón entre el momento plástico y el cedente de una viga se conoce como el “factor forma para momento” (f) y depende sólo del perfil de la sección transversal. La expresión para el factor forma para momento f es $f = M_p / M_y = Z / S$. Particularmente, se verifica en el Anexo F que para perfiles IPN, el factor forma para momento respecto al eje de mayor y menor inercia son $f_x = 1.2$ y $f_y = 1.7$, respectivamente. El factor forma para momento puede interpretarse como un *índice de la reserva de resistencia* después de la cedencia inicial. La ecuación general para obtener la curvatura es $\kappa = -\epsilon / y = -\sigma / yE$, donde y es la distancia medida desde la superficie neutra. Mientras el momento flexionante M no sobrepase al momento cedente M_y , la relación momento-curvatura es de forma lineal y se puede expresar la curvatura κ como $\kappa = -M / EI$; y por lo tanto, la curvatura cedente será $\kappa_y = -M_y / EI$. De esta manera, el tramo lineal ($0 \leq M \leq M_y$) de la diagrama momento-curvatura queda definido mediante la relación $M / M_y = \kappa / \kappa_y$.

¹⁸ No confundir con el “factor forma para cortante” (f_s). Ver Ecuación 5.7.5.

No obstante, dado que el diagrama momento-curvatura entre los puntos punto I y II ($M_y \leq M \leq M_p$) es no lineal, para determinar la ecuación de la curva en este tramo del diagrama es necesario considerar una distribución de esfuerzos representativa entre los puntos I y II, y calcular el momento flexionante en función al momento cedente M_y y las distancias máximas a los puntos extremos tanto del núcleo elástico como de las zonas plásticas, medidos ambos desde la superficie neutra. Luego se debe obtener la relación κ/κ_y en términos de estas mismas distancias, y finalmente aplicar la relación $M/M_y = \kappa/\kappa_y$. (Gere y Timoshenko, 1986)

La condición de flujo plástico incontrolado, mencionada anteriormente, donde el momento flexionante permanece constante e igual a M_p , pese al incremento exagerado en las deformaciones de la viga, conduce al concepto de *articulación (o rótula) plástica*. (Gere y Timoshenko, 1986)

La formación de una articulación plástica, debida a flexión en el rango no lineal, puede explicarse considerando una viga simplemente apoyada, de material elasto-plástico, despreciando los efectos de fuerzas cortantes, sin considerar el peso propio, y aplicando una carga concentrada P en el centro de la misma; tal y como se muestra seguidamente en la Figura 19.

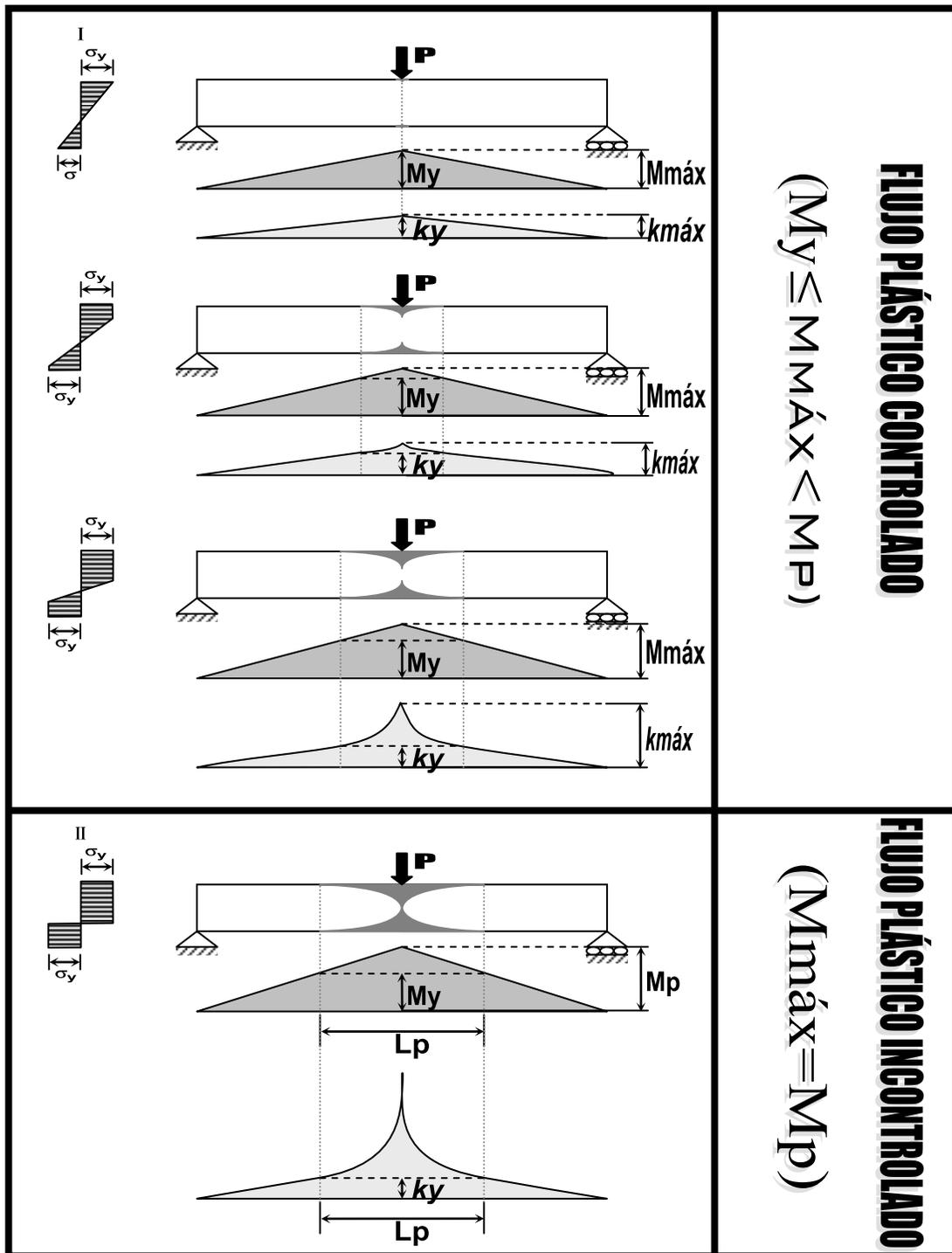


Figura 19. Formación de una Articulación Plástica. Ajustado a la figura 10-9 del libro *Mecánica de Materiales. Segunda Edición*, Gere y Timoshenko, 1986, p.563.

Las regiones sombreadas en la zona central de la viga representan aquellas zonas donde se ha vuelto totalmente plástica la viga. Para cada incremento de carga concentrada sobre la viga se presenta el diagrama de momento flexionante y bajo éste el diagrama de curvatura, respectivamente.

Partiendo del instante en que comienza el comportamiento del material como flujo plástico controlado; es decir, que la carga P produce un momento flexionante actuante máximo igual al cedente ($M_{m\acute{a}x}=M_y$), se incrementa progresivamente dicha carga. Para cualquier instante en que la carga P genera un momento flexionante máximo entre el momento cedente y el plástico ($M_y \leq M_{m\acute{a}x} < M_p$), la curvatura aumenta linealmente desde los extremos de la viga hacia el centro, hasta que alcanza las orillas de la región plástica donde la curvatura es igual a su valor de cedencia κ_y . A partir de este punto la curvatura se incrementa con mayor rapidez hasta alcanzar su valor máximo en el centro de la viga.

Se observa también como, dentro de este mismo rango de valores para los momentos flexionantes máximos $M_{m\acute{a}x}$, al ir incrementando progresivamente la carga P, las regiones plásticas de la viga también van creciendo progresivamente; extendiéndose cada vez más desde el centro de la viga hacia los extremos de esta (distancia L_p), y desde las fibras externas hasta la superficie neutra.

Finalmente cuando el momento flexionante máximo alcanza el valor del momento plástico ($M_{m\acute{a}x}=M_p$), la sección transversal en el centro de la viga es completamente plástica y la curvatura en el centro de la viga se vuelve extremadamente grande, dando lugar al *flujo plástico incontrolado*. El momento flexionante máximo $M_{m\acute{a}x}$ ya no puede incrementarse más y la carga P ha llegado a su valor máximo. La *falla de la viga* ocurre por las excesivas deformaciones en la sección transversal del medio, mientras las dos mitades se mantienen comparativamente rígidas; se ha generado entonces un *mecanismo de colapso* o *mecanismo de falla*. La viga se comporta entonces como dos barras rígidas unidas por una articulación plástica que permite la

rotación relativa entre estas, bajo un momento constante igual al momento plástico M_p .

De acuerdo a esto se desprende que las "...articulaciones plásticas se forman siempre en las secciones donde el momento flexionante alcanza un valor máximo". (Gere y Timoshenko, 1986, p.563)

Aún cuando la zona plástica se extiende sobre una longitud apreciable de la viga, la curvatura tiende a concentrarse en la sección transversal de la articulación plástica (véase Fig. 10-9c). Por lo tanto, para muchos propósitos podemos considerar que una articulación plástica no tiene dimensiones; esto es, podemos considerar la articulación como localizada en una sección transversal simple de la viga... (Gere y Timoshenko, 1986, p.563) (Ver Figura 20).

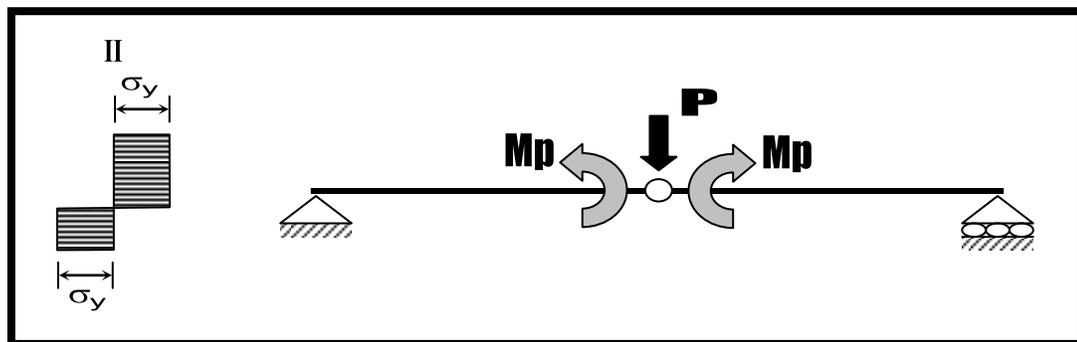


Figura 20. Formación de una Articulación Plástica.

Si se considera un caso análogo al anterior, pero en condiciones estáticamente indeterminadas, los diagramas en condiciones elásticas lineales y en el momento de generarse el mecanismo de falla son como los mostrados en la Figura 21.

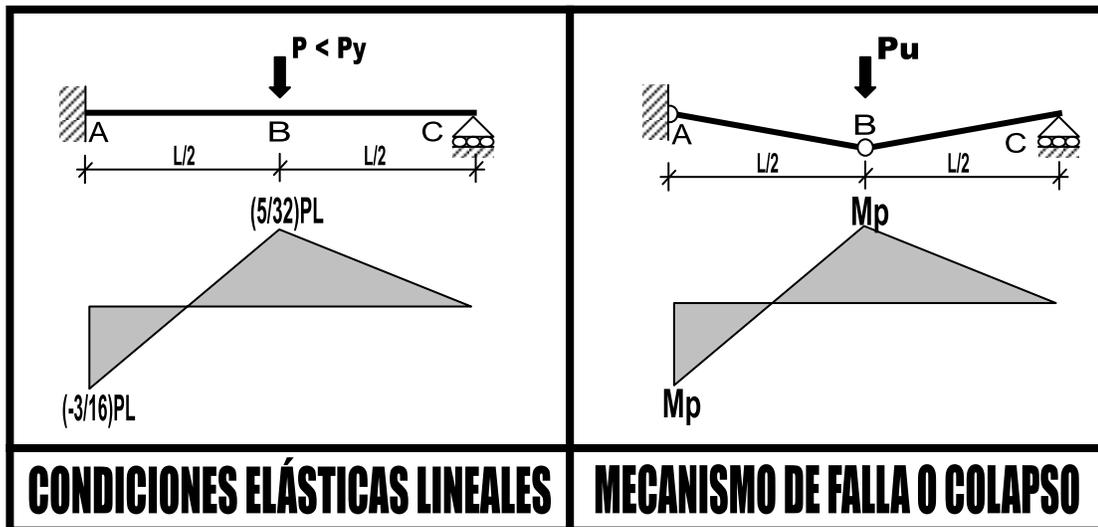


Figura 21. Formación de un mecanismo de Falla o Colapso. Ajustado a la figura 10-12b del libro *Mecánica de Materiales. Segunda Edición*, Gere y Timoshenko, 1986, p.565.

En la Figura 21 se observa que en condiciones elásticas lineales, la carga P es menor al valor mínimo necesario para que aparezca alguna rótula en la viga; es decir, que el momento máximo en A ($M_{m\acute{a}x A}$) o el momento máximo en B ($M_{m\acute{a}x B}$) no alcancen el momento cedente M_y . Este valor mínimo de carga representa la carga cedente del sistema, y se obtiene despejando la carga P del mayor de los momentos máximos (en valor absoluto) en el diagrama de momentos en condiciones elásticas lineales, cuando éste último se iguala al momento cedente M_y . Para el caso mostrado, la carga cedente es $P_y=(16/3L)M_y$. La carga última o de mecanismo de falla P_u , se puede obtener aplicando las ecuaciones de equilibrio estático directamente sobre el diagrama de momentos para la condición de mecanismo de falla. En este caso particular se tiene que $P_u=(6/L)M_p$. Hay que hacer notar que como en condiciones elásticas lineales, el momento máximo en A ($M_{m\acute{a}x A}$) es mayor en magnitud que el de B ($M_{m\acute{a}x B}$), se alcanzará primero el momento plástico M_p en A; para que luego de incrementar progresivamente la carga P , manteniendo M_p en A, se alcance

M_p en B. A este proceso de ajuste de momentos se conoce como *redistribución de momentos*, y representa un incremento en la carga última en estructuras estáticamente indeterminadas. Además, en estructuras estáticamente indeterminadas, resulta generalmente más simple el análisis puramente estático empleado para determinar la carga última que el análisis estáticamente indeterminado para hallar las cargas en régimen elástico lineal.

No obstante, dado el hecho de que *las articulaciones plásticas se forman donde ocurren los valores críticos de momento flexionante, resulta que estos últimos ocurren en las secciones transversales donde actúan las cargas aplicadas resultantes y las reacciones*. Y debido al proceso de redistribución de momentos, *con frecuencia se presentarán varios tipos diferentes de configuraciones de mecanismos de falla y por ende no sea evidente cual de todas esas configuraciones sea la correcta* (ver Figura 22). No necesariamente tienen que generarse todas las articulaciones plásticas posibles para que se produzca un mecanismo de falla o colapso. Se debe calcular en valor de la carga (o cargas) considerando cada una de las configuraciones posibles de manera independiente, y el *mecanismo de falla correcto es aquél que ocurre con el menor valor de carga* (o cargas); siendo esta la verdadera carga (o cargas) última de la estructura. Una forma sencilla y conveniente de resolver el problema de hallar cual es la configuración correcta de articulaciones plásticas, que define el mecanismo de colapso, es el empleo de principio de los desplazamientos para aplicar las ecuaciones de trabajo virtual.

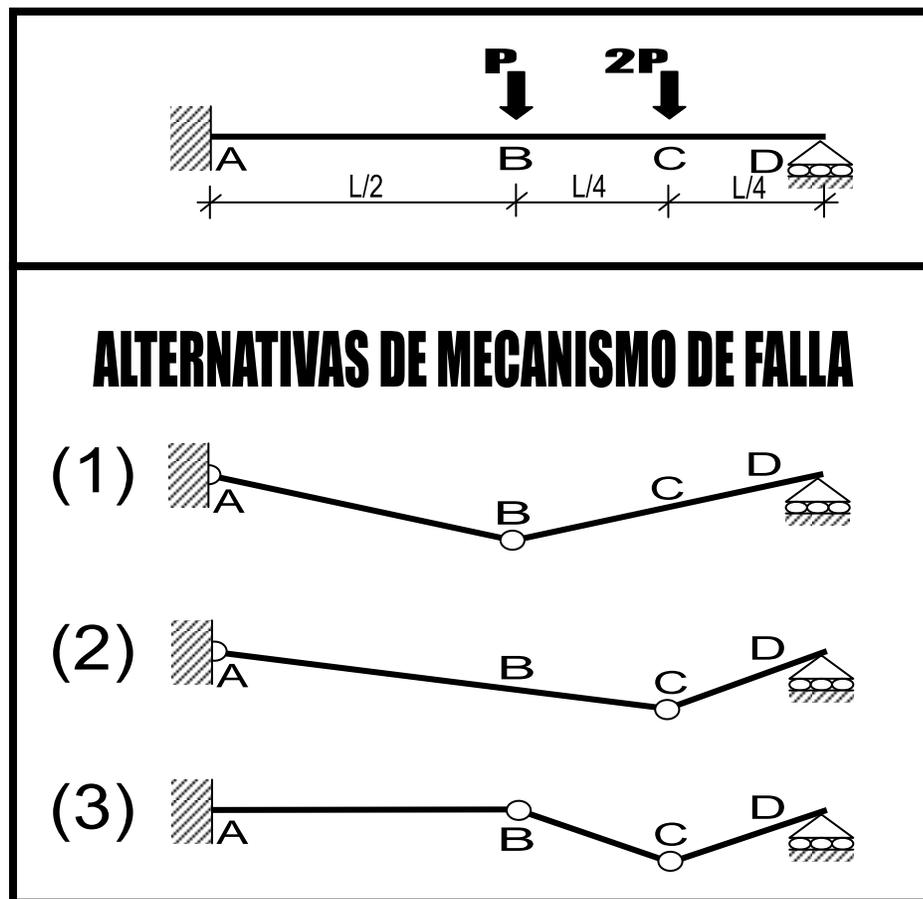


Figura 22. Posibles mecanismos de falla de un sistema estáticamente indeterminado y configuración de cargas en particular. Ajustado a la figura 10-14 del libro *Mecánica de Materiales. Segunda Edición*, Gere y Timoshenko, 1986, p.567.

Es claro entonces, que las deformaciones límites que debe desarrollar la viga, para generar eventualmente articulaciones plásticas, *depende de las propiedades del material, la longitud, sección transversal, las cargas aplicadas y de las condiciones de restricción de movimiento*. Las condiciones de restricción de movimiento de los miembros en una estructura dependen básicamente del tipo de conexiones que presentan cada uno de ellos.

En cuanto al *corte en la articulación plástica*, se expone en la 3.2.5 *Determine Shear at the Plastic Hinge* del documento FEMA 350 (SAC, 2000a) que:

La fuerza cortante [sombras añadidas] en la articulación plástica debe ser determinada por métodos de la estática [sombras añadidas], teniendo en cuenta las cargas de gravedad actuantes sobre la viga. Un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las articulaciones plásticas es una herramienta útil para la obtención de la fuerza cortante en cada una articulación plástica...¹⁹ (p.3-7)

Un ejemplo de ello se muestra en la Figura 23, en donde la cortante que se genera en el extremo empotrado obtenido de emplear las ecuaciones de equilibrio estático es $V=M_p/L$. *Es importante destacar que en este caso, el cortante “V” depende de los esfuerzos normales “σ” asociados al momento flector y no a los esfuerzos cortantes “τ” asociados a la fuerza cortante.*

En realidad, bajo ciertas condiciones (ver Sección II.11.3) pueden ser más significativos los esfuerzos y deformaciones angulares debidos al cortante puro, que aquellos debidos al momento flector; lo cual, tras alcanzarse el cortante cedente ($V=V_p=0.6*F_y*A_w$) antes que el cortante para el momento plástico (por ejemplo: $V=M_p/L$ en una viga en cantiliver, o $V=2M_p/L$ en una viga doblemente empotrada sometida a flexión en un extremo), devengaría en la formación de una articulación plástica por cortante puro y no por flexión.

Es importante señalar además, que hasta el momento no han sido considerados los efectos directos que pueden tener las sollicitaciones por cargas axiales sobre la capacidad de los miembros para desarrollar una articulación plástica. Estos casos serán considerados más adelante en la Sección II.11.3 y la Sección II.11.4.

¹⁹ Original en ingles: “The shear at the plastic hinge should be determined by methods of statics, considering gravity loads acting on the beam. A free body diagram of that portion of the beam between plastic hinges is a useful tool for obtaining the shear at each plastic hinge...”

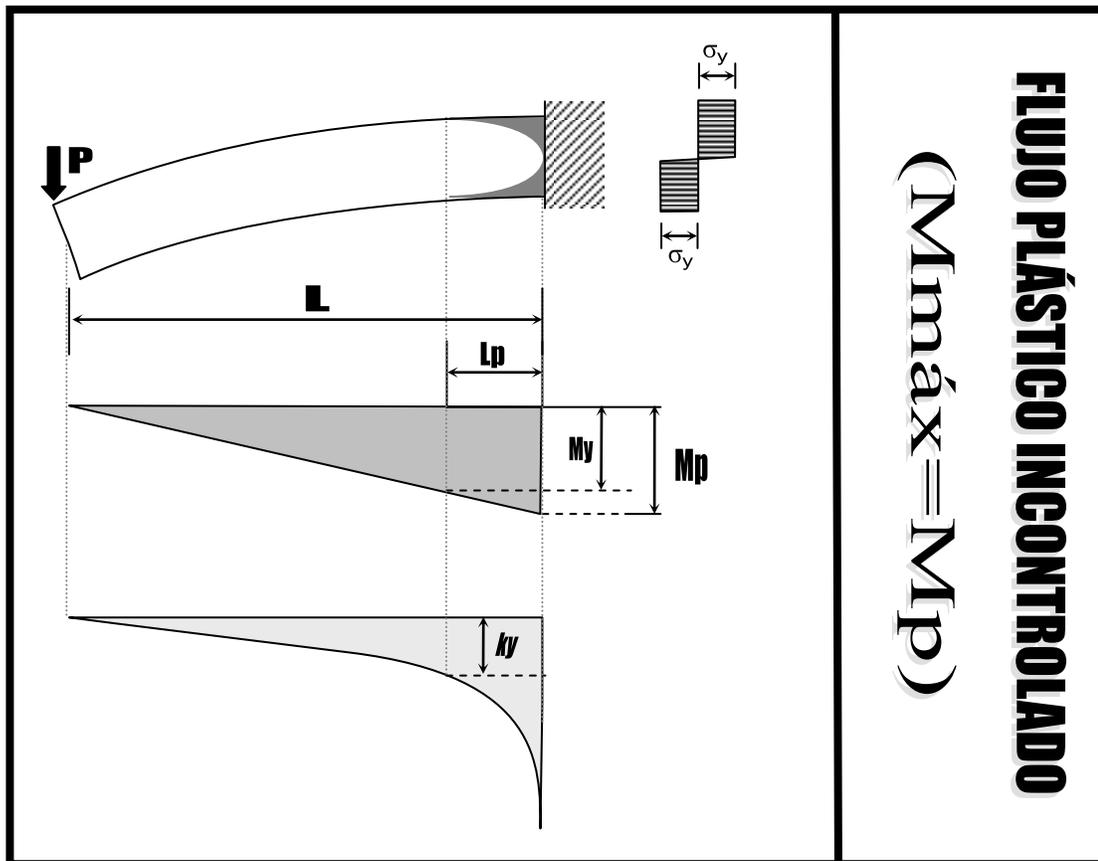


Figura 23. Articulación Plástica en una viga en cantiliver con una carga puntual en su extremo libre. Ajustado a la figura 10-17 y las figuras de los problemas 10.4-2 y 10.4-4, del libro *Mecánica de Materiales. Segunda Edición*, Gere y Timoshenko, 1986, p.p.572,583,584; y a la figura 6.39 del libro *Mecánica de Materiales*, Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.392.

Adicionalmente, según el Artículo 1.6 de la norma COVENIN 1618:1998, para efectuar un análisis plástico en estructuras metálicas, se está limitado únicamente a aceros con tensión cedente $F_Y < 4570 \text{ kgf/cm}^2$ que cumplan con los siguientes requisitos:

- 1) Las alas comprimidas en la zona donde se espera la formación de rótulas plásticas y el alma en cualquier sección, tienen una relación ancho/espesor menor o igual al valor límite λ_{pd} establecido en la Sección II.9 del presente trabajo. ($\lambda \leq \lambda_{pd}$)

2) *En pórticos arriostrados*, la fuerza normal en los miembros debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.85\Phi_cAF_Y$.

3) *En pórticos no arriostrados*, la fuerza normal en las columnas debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.75\Phi_cAF_Y$.

4) El parámetro de esbeltez de la columna, λ_c , definido por la Ecuación 4.1.3 del presente trabajo, no excede de 1.5 k.

5) Vigas de sección compacta flectadas alrededor de su eje de mayor inercia cuando la distancia lateral no soportada del ala comprimida L_b desde las secciones arriostradas donde se forman las rótulas plásticas asociadas al mecanismo de falla a otras secciones adyacentes arriostradas similarmente, no exceda el valor de L_{pd} , determinado por la Ecuación 6.1.1 del presente trabajo.

6) Los miembros simétricos sometidos a Fuerzas de Flexión y Normales Combinadas deben satisfacer la Ecuación 7.1 y Ecuación 7.2, tal y como se indica en la Sección II.11.5 del presente trabajo.

7) Los materiales empleados en la construcción mixta acero–concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 5.

Excepto lo dispuesto en esta Sección, los miembros de acero y concreto que constituyen miembros mixtos acero–concreto cumplirán con las disposiciones de las respectivas normas. Los sofitos metálicos usados como diafragmas de acero cumplirán con los requisitos del Capítulo 29. Las conexiones entre acero, concreto, y los miembros mixtos acero–concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 30. (*Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites. Articulado y Comentarios. Primera Revisión, norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, Artículo 24.2 Materiales, p.165*)

II.7 TIPOS DE CONEXIONES

Los tipos básicos de conexiones se clasifican según toman en cuenta la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la conexión; así como también, el comportamiento o respuesta que inducen las conexiones sobre la estructura al deformarse. En la norma venezolana COVENIN-MINDUR 1618:1998, y en concordancia con lo considerado por AISC (American Institute of Steel Construction) en su documento ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b) y FEMA (Federal Emergency Management Agency) en sus documentos FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), las conexiones se clasifican en:

1) Conexiones flexibles, simples o a corte, las cuales se consideran que el momento que transmiten es despreciable y se asume que son capaces de girar libremente; es decir, que resisten únicamente fuerzas cortantes.

2) Conexiones a Momento, son aquellas conexiones capaces de transmitir momentos a través de la conexión. Este tipo de conexiones se dividen en dos tipos:

2.1) *Conexiones a momento totalmente restringidas (tipo TR)*, en donde se considera que tienen suficiente rigidez como para despreciar la posibilidad de variación de los ángulos originales entre los miembros que se intersectan, mientras estos sufren deformaciones; es decir, que resisten momentos si permitir rotaciones relativas de los miembros conectados.

2.2) *Conexiones a momento parcialmente restringidas (tipo PR)*, se refiere a aquellas donde se supone que no tienen la suficiente rigidez para despreciar las variaciones de los ángulos entre los miembros que se intersectan, mientras estos sufren deformaciones; es decir, que resisten momentos pero permiten rotaciones relativas de los miembros conectados. Es importante destacar que se debe determinar de forma analítica o

experimental la respuesta y el grado de restricción de las conexiones Tipo PR, o contar con la suficiente documentación técnica sobre las mismas.

En la Sub-Sección B3.6 "Diseño de Conexiones", del Comentario de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05, en la parte donde se expresa lo referente a la "Resistencia de la Conexión", específicamente en la tercera oración del tercer párrafo, se expresa acertadamente lo siguiente:

"...Es preciso notar que es posible que una conexión TR [iniciales modificadas del original] tenga una resistencia inferior a la resistencia de la viga. También es posible que una conexión PR alcance una resistencia mayor que la resistencia de la viga."²⁰ (AISC, 2005b, p.220)

La Figura 24 ilustra el comportamiento virtual de estos tipos conexiones en una viga conectada a un par de columnas. Las líneas continuas delgadas representan las condiciones antes de la deformación y las gruesas luego de esta. Las líneas segmentadas representan los ejes de los miembros justo en la conexión luego de deformarse.

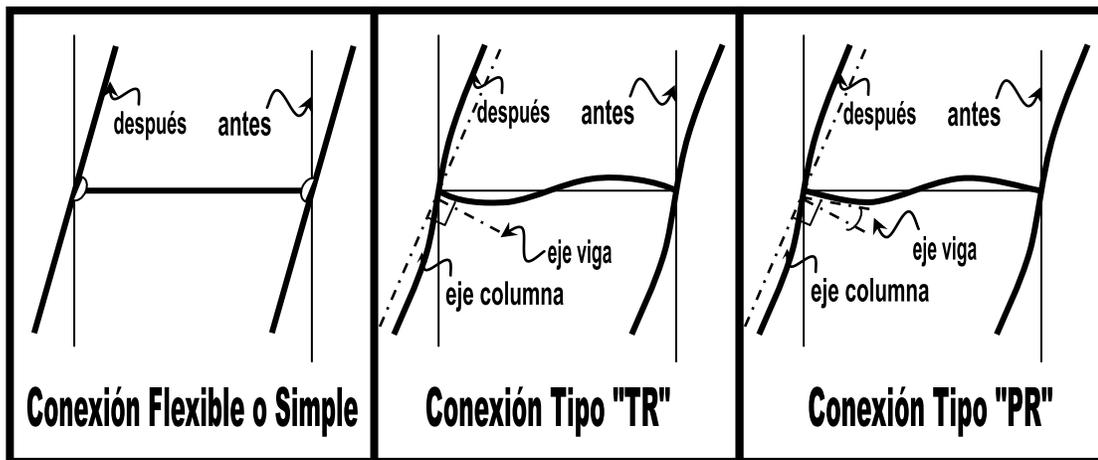


Figura 24. Deformaciones según el tipo de conexión.

²⁰ Original en inglés: "Note that it is possible for an FR connection to have a strength less than the strength of the beam. It is also possible for a PR connection to have a strength greater than the strength of the beam."

El Manual de la Construcción en Acero, para el diseño para estados límites LRFD de la American Institute of Steel Construction del año 1994, Segunda Edición, específicamente en el Volumen II, (AISC, 1994), contiene información extensa y detallada para el diseño de conexiones en acero, incluyendo gran variedad de configuraciones.

Específicamente en miembros estructurales de perfiles I ó H, las conexiones flexibles o simples son usualmente fáciles de identificar; puesto que generalmente, exceptuando conexiones compuestas, estas se emplean para conectar fundamentalmente el alma de las vigas a columnas, y en donde *las alas de los perfiles de las vigas no necesariamente forman parte de la conexión*. En otras palabras, generalmente la conexión se hace a través del alma de la viga y mientras que las alas quedan libres. En contraste, las conexiones tipo TR ó PR requieren que *las alas de las vigas formen parte de la conexión para poder generar la capacidad resistente a momento requerida*, y el alma de la viga pudiera o no formar parte de la conexión (ver Figura 25). Se puede establecer entonces como *hipótesis simplificada: que la conexión del alma de vigas, tipo perfiles I, a las columnas transmite fundamentalmente fuerza cortante; mientras que la conexión efectuada a través de las alas transmite fundamentalmente momento*.

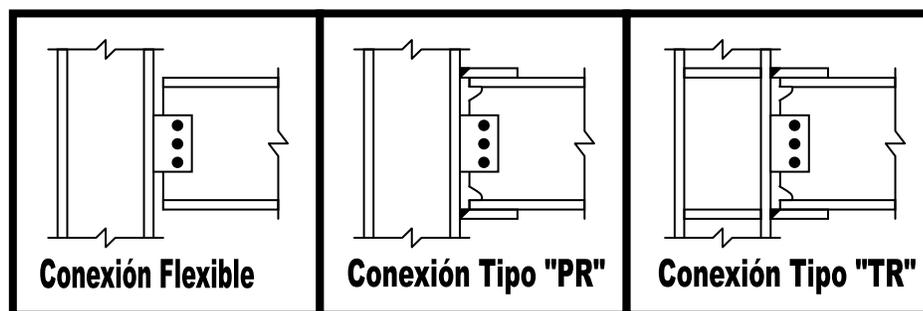


Figura 25. Algunos ejemplos de conexiones típicas.

En realidad, no necesariamente se puede tipificar una conexión como tipo TR, por el solo hecho de presentar planchas rigidizadoras (o de continuidad) en el alma de la columna, justo en la zona donde se ubica la conexión (zona de panel), ni tipificarla como conexión tipo PR por carecer de estos rigidizadores; tal y como se ilustra en la Figura 25, ya mostrada.

Según en ANSI/AISC 360-05, se pueden distinguir las conexiones en términos de su rigidez secante ($K_s = M_s / \theta_s$), como una propiedad índice de la rigidez de la conexión; donde M_s y θ_s son el momento y la rotación de la conexión respectivamente, a nivel de cargas de servicio, y el término (L/EI) está referido a la viga:

- 1) Conexiones TR: $K_s^*(L/EI) \geq 20$,
- 2) Conexiones PR: $2 < K_s^*(L/EI) < 20$
- 3) Conexiones Flexibles: $K_s^*(L/EI) \leq 2$

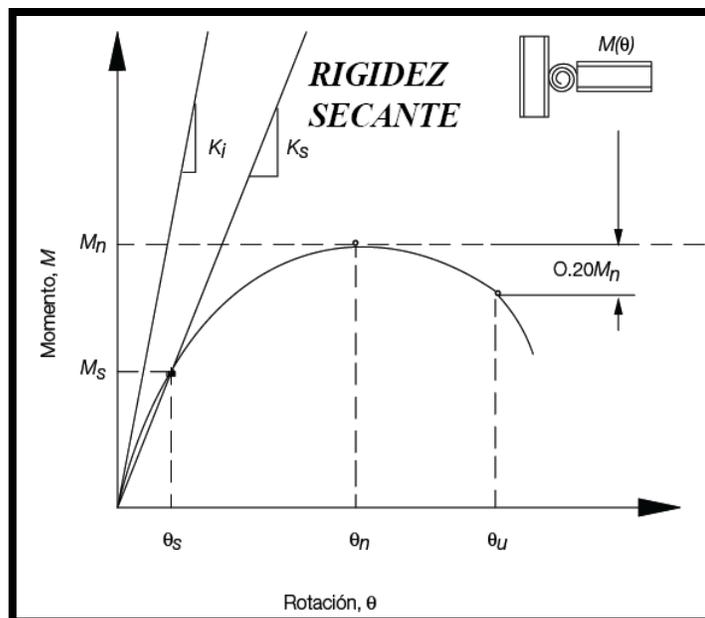


Figura 26. Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad de las curvas de respuestas momento-rotación de conexiones parcialmente restringidas. Ajustado a la figura C-B3.2 del Comentario de Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-05, AISC, 2005b, p.219.

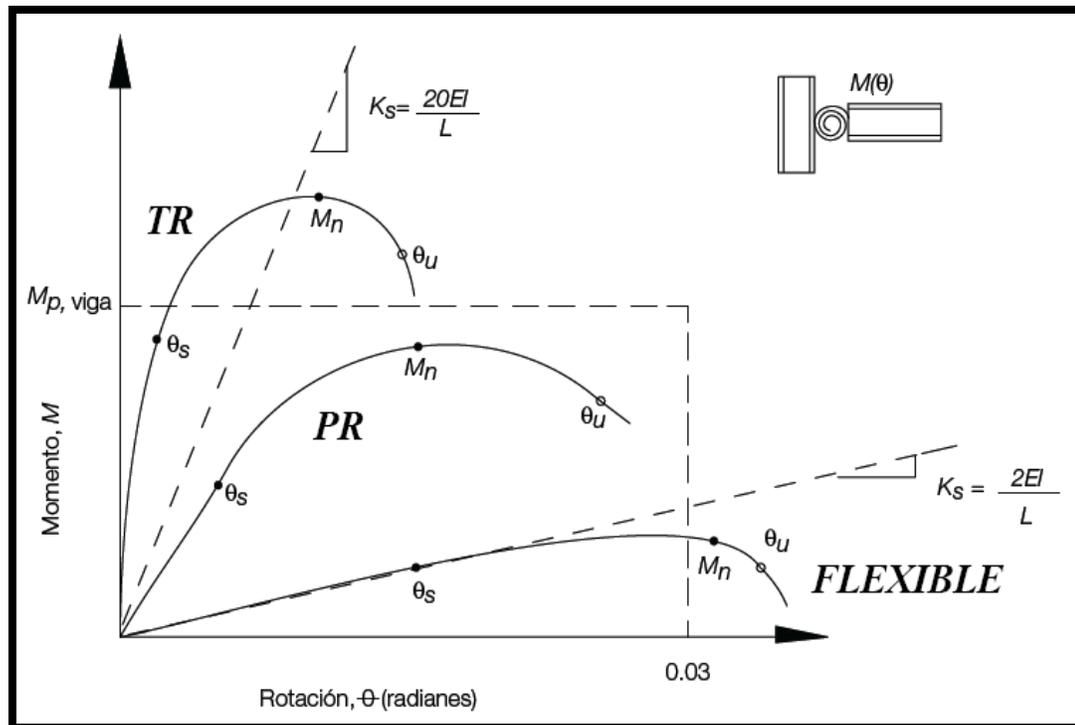


Figura 27. Clasificación de la curva de respuesta momento-rotación de conexiones totalmente restringidas (TR), parcialmente restringidas (PR) y Flexibles. Ajustado a la figura C-B3.3 del Comentario de *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-05, [AISC, 2005b](#), p.220.

Por su parte, para distinguir las conexiones a momento, en FEMA 273 ([ATC, 1997a](#)), se incluyen dos criterios que deben satisfacerse para considerar que una conexión a momento sea verdaderamente una conexión del tipo TR, ya que de lo contrario deberá ser considerada como tipo PR:

- 1) La conexión debe ser al menos tan fuerte como el más débil de los dos miembros que están siendo conectados.
- 2) La deformación de la conexión puede contribuir en no más que del 5% de la deriva del pórtico, *sin incluir la deformación de la zona de panel*.

En relación a esto, FEMA 356 ([ASCE, 2000](#)) incluye una tabla (tabla 5-4 dicho documento) que muestra una serie de tipos de conexiones y su correspondiente clasificación respecto a si es del tipo TR ó PR. En caso tal de no identificarse la conexión a analizar con ninguna de las presentadas en

la mencionada tabla, FEMA 356 incluye dos criterios análogos a los presentados en FEMA 273 variando únicamente en el porcentaje de la deriva de pórtico:

1) La conexión debe ser al menos tan fuerte como el más débil de los dos miembros que están siendo conectados.

2) La deformación de la conexión puede contribuir en no más que del 10% de la deriva del pórtico, *sin incluir la deformación de la zona de panel*.

En particular, tal y como se indica en el Capítulo 6, Sub-sección 6.6.5, del documento titulado *INTERIM GUIDELINES ADVISORY NO. 2. Supplement to FEMA-267 Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures. FEMA 267B*, (SAC, 1999), referido a la Capacidad de Rotación Plástica, se tiene que la rotación plástica (θ_p) es definida como el ángulo de rotación de la cuerda plástico. El ángulo de rotación de la cuerda plástico es calculado usando el sistema de coordenada rotado mostrado en la Figura 28 como la deflexión plástica del dintel o la viga, en el punto de inflexión (por lo general en el centro del vano) Δ_{CL} , dividido por la distancia, sobre el *centerline* (eje longitudinal de la viga o dintel) de la viga, entre el centro (punto de inflexión) del vano de la viga y el centro (punto de intersección entre los ejes de la columna y la viga o dintel) de la zona de panel de la conexión de viga-columna, L_{CL} . Esta convención es ilustrada en la anterior Figura 28.

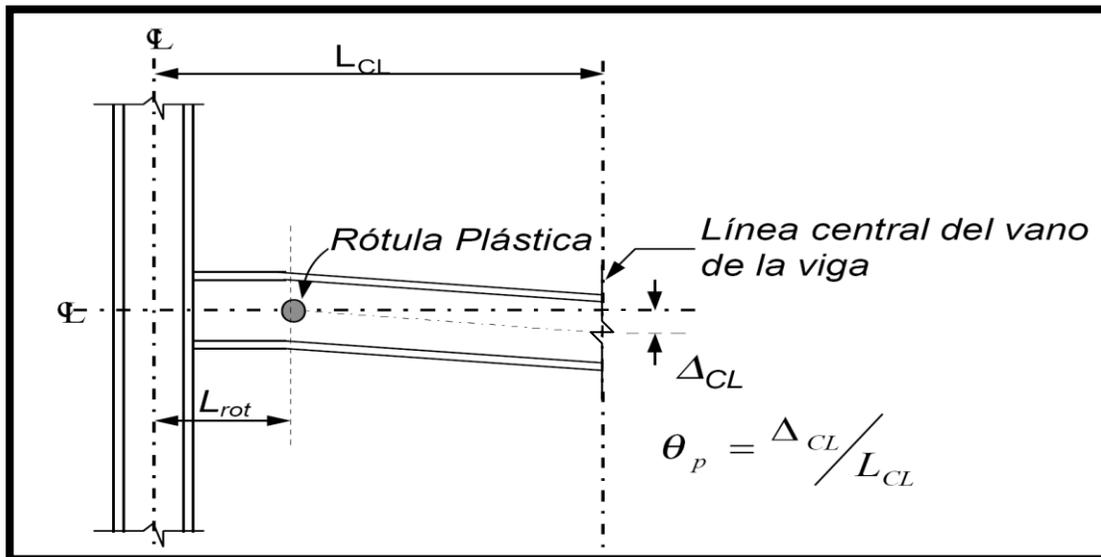


Figura 28. Cálculo del ángulo de rotación plástica. Ajustado a la figura 6.6.5-1, del documento *INTERIM GUIDELINES ADVISORY NO. 2. Supplement to FEMA-267 Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures. FEMA 267B, SAC, 1999*, p.6-7. θ_p =rotación plástica; Δ_{CL} =deflexión plástica del dintel o la viga; L_{CL} =distancia entre el centro de la zona de panel y el punto de inflexión (centro de la viga o dintel); L_{rot} = distancia entre el centro de la zona de panel y el punto donde se forma la rótula plástica.

En la convención anterior, al asumir que el punto de inflexión ocurre a la mitad de la longitud del vano de la viga o dintel, implica que se está considerando que las conexiones en ambos extremos son similares; además, de que la rótula plástica se genere alejada de la cara del ala de la columna presupone la existencia de rigidizadores en la conexión. A fin de ajustar la convención anterior a una viga o dintel con conexiones en sus extremos con rigideces distintas, que carece de rigidizadores, y considerando el criterio mencionado previamente de *no incluir la deformación de la zona de panel* en la evaluación de la deformabilidad de la conexión (TR ó PR según FEMA 356); para este caso se adopta en el presente trabajo, la siguiente convención (Figura 29) referida al punto de inflexión, el cual no necesariamente es el centro del vano (subíndice "Pi"):

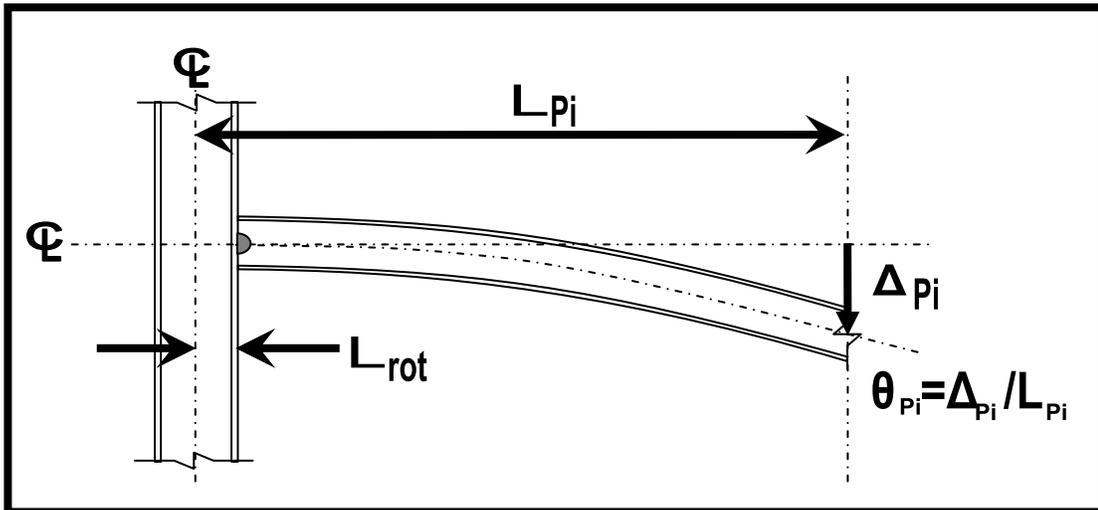
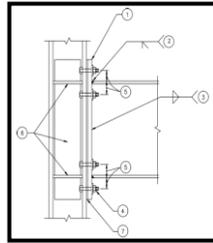


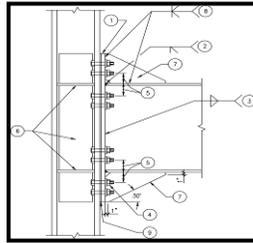
Figura 29. Rotación y deflexión de una conexión TR ó PR. θ_{Pi} =rotación plástica; Δ_{Pi} =deflexión plástica del dintel o la viga en el punto de inflexión; L_{Pi} =distancia entre el centro de la zona de panel y el punto de inflexión; L_{rot} = distancia entre el centro de la zona de panel y el punto donde se forma la rótula plástica.

En el documento titulado *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350 (SAC, 2000a)*, se exponen diversas conexiones viga-columna que pueden considerarse como “conexiones precalificadas”, ya sus condiciones y criterios de diseño son genéricos para cada tipo de conexión (ver Figura 30). Así mismo recomiendan criterios para la calificación de conexiones que no han sido precalificadas o que cumplen un propósito que está fuera de los límites establecidos en el citado documento.

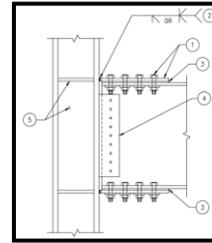
Conexiones Precalificadas Tipo TR Apernadas



Conexiones de Plancha Final
Apernada No Rigidizada
(BUPE)

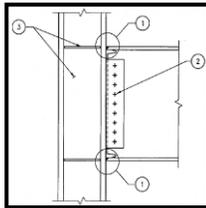


Conexiones de Plancha Final
Apernada Rigidizada
(BSEP)

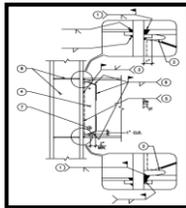


Conexiones de Plancha
Apernada a las Alas
(BFP)

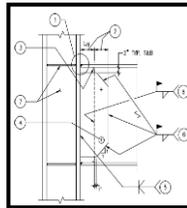
Conexiones Precalificadas Tipo TR Soldadas



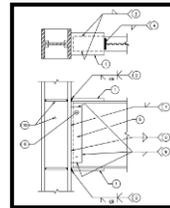
Conexiones de Alma Apernada-
Alas Soldadas Sin Refuerzo
(WUF-B)



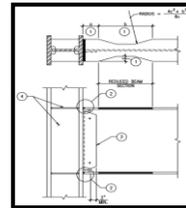
Conexiones de Alma Soldada-
Alas Soldadas Sin Refuerzo
(WUF-W)



Conexiones de Alas Libres
(FF)

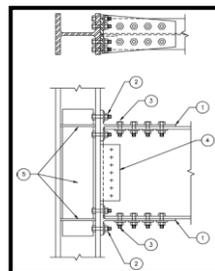


Conexiones de Plancha
Soldada a las Alas
(WFP)



Conexiones de Secciones
Reducidas de Vigas
(RBS)

Conexión Precalificada Tipo PR



Conexiones con T
de Mellado Doble
(DST)

Figura 30. Conexiones Precalificadas de FEMA 350. Tomado de las figuras 3-7, 3-8, 3-9, 3-11, 3-12, 3-13, 3-15, 3-17 y 3-20, del documento *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350, SAC, 2000a*, p.p.3-27,3-30,3-34,3-37,3-40,3-44,3-50,3-55,3-62. Entre paréntesis las siglas en inglés de la identificación de cada conexión.

En FEMA 273 y FEMA 356 se simplifica y adecua la clasificación de conexiones viga-columna preclasificadas como se muestra en la Figura 31, incluyéndose además dos configuraciones de conexiones compuestas tipo PR. Cabe destacar que tanto FEMA 273 como FEMA 356 se orienta hacia la Rehabilitación Sísmica de Edificaciones.

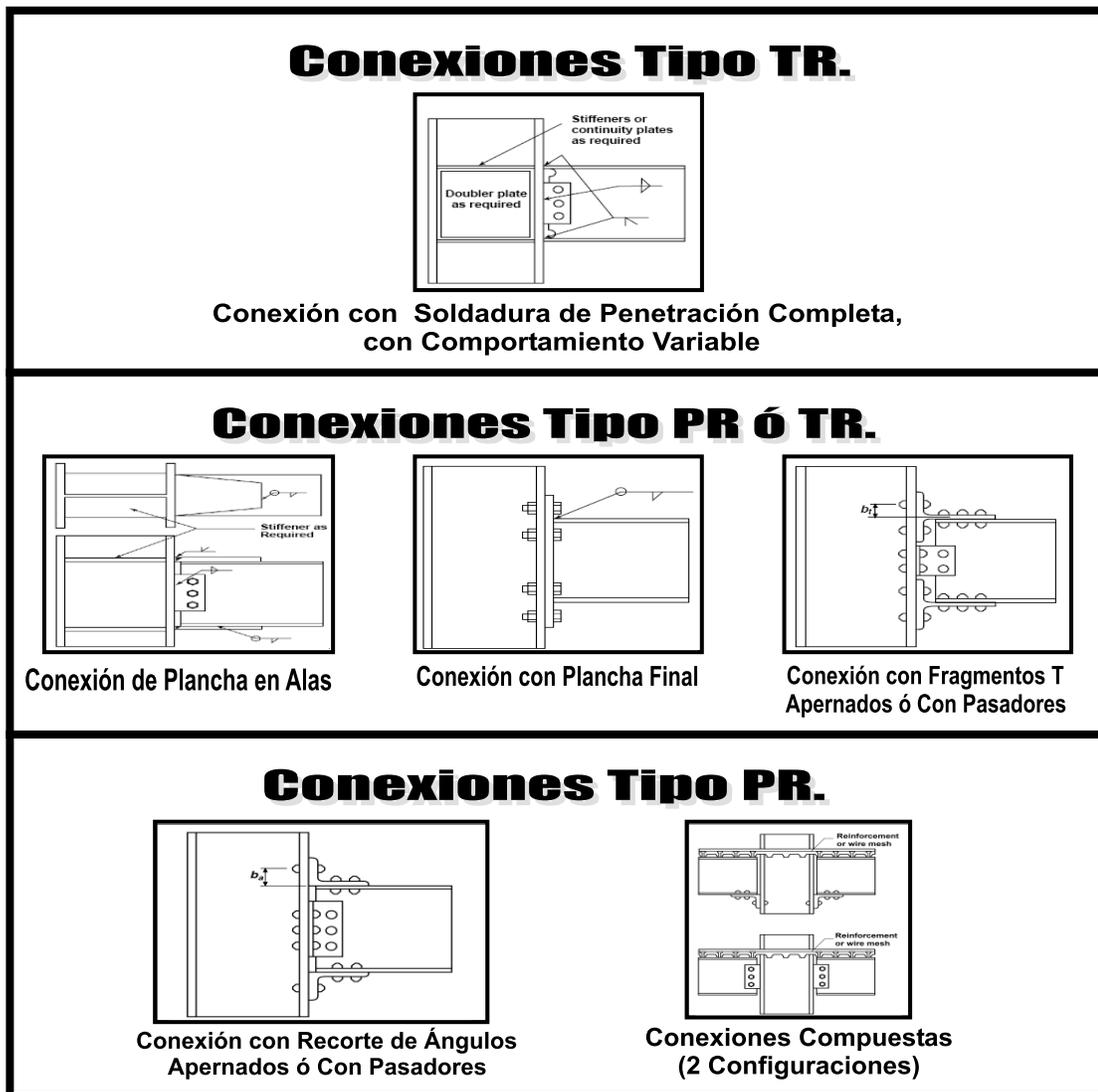


Figura 31. Conexiones Precalificadas de FEMA 273. Tomado y ajustado de las figuras 5-3, 5-6,5-7,5-5,5-4 y 5-8, del documento *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 273, ATC, 1997a*, p.p-16,5-22,5-23,5-24.

Tanto en FEMA 273 como FEMA 356, las definiciones y tipos de conexiones precalificadas han sido adoptadas de los documentos de la SAC: FEMA 350, FEMA 351, FEMA 355d y 355f. En Particular, en la sección 2.10 *Connection Design* (Diseño de Conexión), del documento titulado *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350 (SAC, 2000a)*, se señala en lo siguiente: “...*Todas estas precalificaciones se aplican únicamente a pórticos que constan de vigas de ala ancha conectadas al eje principal de columnas de ala ancha [sombras e itálicas añadidas].*”²¹ (p.2-24)

Debe destacarse además que, tanto en FEMA 273 como FEMA 356, se *exceptúan las conexiones flexibles o simples*; dado a que se enfocan básicamente en aquellas conexiones que son capaces de proveer diferentes niveles de capacidad dúctil y respuesta inelásticas global a los sistemas estructurales aporticados.

Estas conexiones precalificadas son conexiones de momento que se consideran pueden desarrollar un desempeño sísmico adecuado, ya que para su detallado se supone puedan soportar cargas cíclicas alternas con incursiones en el rango inelástico, y con un mínimo riesgo de falla por fatiga asociada a cargas cíclicas de bajo ciclaje y grandes deformaciones plásticas.

Dado el hecho que las cargas sísmicas son aleatorias por naturaleza, los análisis que se ejecuten para evaluar el comportamiento aproximado de una conexión de momento sísmica requiere ser, por lo tanto, de carácter *probabilístico* en lugar de *determinístico*.

El comportamiento de una conexión de momento sísmica es representado por sus lazos de histéresis, los cuales son una forma de cuantificar la capacidad que tienen las conexiones de disipar energía. Una conexión de momento diseñada adecuadamente debería poseer la suficiente resistencia y la ductilidad, y ser bastante fuerte para permitir grandes

²¹ Original en ingles: “...All of these prequalifications apply only to frames composed of wide flange beams connected to the major axis of wide flange columns.”

rotaciones en las vigas de modo que las rótulas plásticas puedan formarse, proporcionando la ductilidad al pórtico. La ductilidad es muy importante en regiones sísmicas, para absorber y disipar la energía así como también amortiguar las vibraciones generadas por sismos.

II.7.1 Conexión de momento al alma de columnas (eje débil)

Hasta aquí se han tratado conexiones al eje de inercia mayor o eje fuerte de las columnas; es decir, vigas conectadas a las alas de las columnas.

Sin embargo, es de especial interés para el presente Trabajo considerar adicionalmente las conexiones al eje de inercia menor o eje débil de las columnas; es decir, vigas conectadas al alma de las columnas ó simplemente *conexiones al alma* o *conexiones débiles*.

Según el Comentario de la sección 3.3.3.3 *Connections to Column Minor Axis* (Conexiones al Eje Menor de las Columnas) del mismo documento FEMA 350 *op. cit.*, se señala que: “...*En general, las conexiones precalificadas no han sido probadas para su uso con columnas orientadas de tal forma que las vigas se conecten al eje menor de la columna...* [sombras añadidas]”²² (p.3-23)

Una conexión al alma o eje menor de la columna es aquella en la cual la viga es conectada a la columna perpendicular al plano del alma de la columna.

²² Original en ingles: “...*In general, the prequalified connections have not been tested for use with columns oriented so that beams connect to the minor axis of the column...*”

Para este tipo de conexiones se encuentra que las alas de la columna restringen el espacio libre disponible para efectuar la conexión de la viga a dicha alma. Es por esta razón que por lo general se encuentra que la unión con la columna se efectúa a través de planchas de conexión incorporadas sólo al alma de la viga si se quiere que la conexión trabaje a corte (conexión simple o flexible), y/o de planchas de conexión incorporadas a las alas de la viga si se quiere que la conexión trabaje a momento (conexión TR ó PR).

Especialmente cuando se considera que la conexión al alma trabaje como una conexión de momento, una vez aplicada la carga de la viga, la columna pandeará sobre su eje débil; lo cual no se esperaría que ocurra cuando la conexión al alma se considera que trabaje como conexión a corte, ya que en este caso se puede asumir que las vigas actúan en realidad como simples arriostramientos de la estructura.

Cuando se pretende que la conexión al eje débil de la columna trabaje como conexión de momento, se puede pensar en tres formas básicas de detalles de accesorios, en que estas planchas de conexión al ala de la viga pueden ser conectadas a la columna: una es soldándolas al alma de la columna así como también a la cara interior de las alas de la columna, otra soldándolas solamente a la cara interior de las alas de la columna, ó simplemente soldándolas solamente al alma de la columna.

A diferencia de las conexiones al eje fuerte de la columna, los estudios sobre el comportamiento de las conexiones respecto al eje débil de la columna son relativamente escasos.

Respecto a este tipo de conexiones al eje débil de la columna, la Universidad de Purdue, ubicada en West Lafayette, Indiana, USA, tiene a disposición (vía on-line) del público en general un resumen de los resultados del estudio titulado *Pruebas de Detalles de Conexión Viga al Alma de Columna*²³, y que fue llevado a cabo por [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#) para investigar el comportamiento de estos tres tipos

²³ En inglés: *Test of Beam-to-Column Web Connection Details.*

diferentes de detalles de accesorios. Además, la Universidad de Lehigh, ubicada en Bethlehem, Pennsylvania, USA, tiene a disposición (vía on-line) del público en general un resumen de los detalles de la planificación del estudio anterior, titulado *Programa Piloto de Pruebas Asociadas con Estudios de Conexión Viga al Alma de Columna*²⁴, y que fue elaborado por [Rentschler, G. P. y Chen, W. F. \(1974\)](#). Dicho estudio estaba enmarcado a su vez dentro del denominado Programa Piloto de Pruebas desarrollado en la Universidad Lehigh.

El Programa Piloto de Prueba de [Rentschler, G. P. y Chen, W. F. \(1974\)](#) consistía en ocho pruebas simuladas sobre detalles de conexión al alma, y con los cuales se pretendía:

- Investigar sobre el comportamiento y la resistencia última del alma de la columna utilizando tipos diferentes de detalles de accesorios para efectuar la conexión.
- Ganar conocimientos respecto a este tipo de conexiones, con miras a poder lograr el diseño adecuado de especímenes a escala natural.
- Estudiar qué exigencias pueden presentarse para la rigidización del alma de la columna.

La configuración del sistema para este programa de prueba y que se empleó en [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#) se muestra en el Anexo H. Los pares de planchas de acero son soldados a la columna para simular las alas en compresión y tracción de una viga. Este *par de fuerzas* (tracción-compresión) simularán el *momento de flexión equivalente* de la viga. Como se muestra en el Anexo H, dos ensayos fueron realizados en una misma configuración del sistema, dependiendo del perfil empleado para representar la columna (W12x106 ó W14x184); a saber, 12A y 12B, 12C y 12D, 14A y 14B, 14C y 14D, respectivamente. Los efectos de carga

²⁴ En inglés: *Program Pilot Test Associated with Beam-to-Column Web Connection Studies*.

axial y corte no fueron considerados en estos ensayos. Ya que la columna (que fue probada como una viga en el sistema de prueba) no fue cargada axialmente, sólo el efecto de flexión entregado por el par de planchas de tracción-compresión fue considerado.

Para los ensayos A y B, ver Figura 32, las planchas fueron soldadas al alma de la columna sólo por soldaduras de ranura de penetración completa. La diferencia entre ellos es que en el ensayo B, el ancho de las planchas es igual a la distancia libre entre los filetes de columna ($b_{f \text{ viga}}=T$), mientras que en el ensayo A, el ancho de las planchas es menor que la distancia libre entre los filetes de columna ($b_{f \text{ viga}}<T$). De esta manera, un tipo de mecanismo llamado “líneas de cedencia”²⁵ se esperaba que ocurriera en el ensayo A, o si no, un mecanismo por pandeo local; más no así en el ensayo B, para el que se esperaba que pudiera formarse un mecanismo de rótula plástica, o si no, un mecanismo por pandeo local. En cuanto el ensayo C, ver Figura 32, las planchas fueron soldadas a filete al alma de la columna, así como también a la cara interna de las alas de la columna. Para el ensayo D,

²⁵ Exponer detalles referentes a la “teoría de líneas cedentes” y su aplicación se escapa de los alcances del presente Trabajo de investigación; sin embargo, vale la pena señalar los siguientes aspectos breves:

El mecanismo de falla llamado “líneas de cedencia” depende de cómo es el “patrón de líneas cedentes” que se espera se logre formar, y el cual para los ensayos A depende a su vez tanto del ancho “ b_f ” del ala de la viga, como del alto “ d ” de la viga y del espesor “ t_w ” del alma de la columna. La forma y detalle del “patrón de líneas cedentes” que se asumió podía formarse en los ensayos A se muestra en la figura 4 de [Rentschler, G. P. y Chen, W. F. \(1974\)](#).

La “teoría de líneas cedentes” está basada en el principio de que el trabajo hecho por la rotación de las líneas de cedencia es igual al trabajo hecho por las cargas aplicadas al causar la deformación, lo que por el principio de trabajo virtual significa que el trabajo interno es igual al trabajo externo ($W_I=W_E$). Básicamente, esto puede expresarse como $\sum(M*L*\theta)=\sum(F*\delta)$, donde F es una carga particular actuando en una región en particular, δ el desplazamiento de la región ocasionado por la carga F , M es el momento resistente de la región particular respecto al eje de rotación, L la longitud de la línea cedente sobre el eje de rotación, y θ la capacidad de rotación de la región particular sobre el eje de rotación.

Para los ensayos A, la expresión anterior puede expresarse como $W_I=2P_{yL}\Delta$, donde P_{yL} es la carga requerida sobre una plancha (ala) para que pueda causar el mecanismo de línea cedente, Δ es la deflexión medida sobre dicha plancha, y W_I viene dada por la expresión (1) indicada en [Rentschler, G. P. y Chen, W. F. \(1974\)](#). Despejando se obtiene que $P_{yL}=W_I/2\Delta$, siendo necesario además que $P_{yL}<M_p/d$ para que efectivamente se pueda esperar la formación del “patrón de líneas cedentes”.

ver Figura 32, las planchas fueron soldadas a filete solo a la cara interna de las alas de la columna. Por lo tanto, para el ensayo D, todas las fuerzas de las planchas serán transferidas a las alas de la columna. Los estados límites esperados para los ensayos C y D eran los mismos que para el ensayo B; salvo que se incluye además la configuración de la soldadura.

Los resultados de estos ensayos indicaron que tanto en el ensayo 12A como el ensayo 14A fallaron en lograr la carga de línea de cedencia (P_{YL}) predicha para iniciar el mecanismo de línea de cedencia en el alma de la columna. Los ensayos 12B y 14B tampoco lograron alcanzar la carga de límite plástico (P_p) predicha para que se lograra formar una rótula plástica en la columna. Esto se debió a que todos estos detalles de conexión *fallaron antes de tiempo*, por la *fractura del alma de columna cerca de los bordes de la plancha en tracción*. Esta fractura fue causada por la *elevada concentración de esfuerzos* cerca de los bordes de la plancha en tracción. Esta concentración de esfuerzos se puede explicar desde el punto de vista de la flexibilidad del alma de la columna. Debido a la restricción que imponen las alas de columna, la rigidez del alma de la columna se incrementa considerablemente cerca de las alas de la columna en un fenómeno conocido como "*corte diferido*"²⁶ (incremento en los esfuerzos normales por efecto de corte, ocasionando una distribución no uniforme de dichas tensiones normales). Esta alta concentración de esfuerzos causará la cedencia y finalmente conducirá a la fractura del material.

Además de esta concentración de esfuerzos, se tuvo que la *deformación fuera del plano del alma y alas de la columna* fue bastante significativa para los ensayos 12A, 12B y 14A, 14B. Esto puede ser atribuido a la considerable flexibilidad de este tipo de conexión al alma. Esta deformación, de ser acompañada con una *carga axial elevada en la columna*, fácilmente podrá causar el *pandeo local de la columna*.

²⁶ En inglés: "*shear lag*".

En la medida en que la rigidez y la resistencia sean tomadas en cuenta en el diseño, los detalles de conexión de los ensayos 12C, 12D y 14C, 14D pudieran ser adecuados. La carga que correspondía a la formación de la rótula plástica en la columna pudo ser alcanzada en estos ensayos. Por otra parte, para estos ensayos no se observó ninguna deformación significativa fuera del plano del alma y alas de la columna. El desempeño de los ensayos C y D fue bastante similar debido a que sólo una pequeña parte de las fuerzas de la plancha fue transferida al alma de la columna, por lo que una parte grande de las fuerzas de la plancha fue soportada por las alas de la columna.

Aunque el desempeño de los ensayos C y D fue adecuado, la distribución no uniforme de los esfuerzos en la plancha del ala requiere la atención. Las altas concentraciones de esfuerzos en los bordes de las planchas de ala que fueron unidas a las alas de la columna pudieran causar cedencia por corte de la plancha del ala adyacente a la soldadura del ala. Esta cedencia por corte puede causar problemas en estos tipos de detalles de conexión.

Cabe destacar que el estudio anterior se fundamenta en un *análisis estático*, por lo que los resultados obtenidos para los ensayos 12B y 14B hubiesen sido de todas maneras insuficientes para evaluar el desempeño sísmico adecuado; puesto que debieran considerarse además cargas cíclicas alternas para determinar si el detallado logra soportar incursiones en el rango inelástico, con un mínimo riesgo de falla por fatiga asociada a cargas cíclicas de bajo ciclaje y grandes deformaciones plásticas, así como también un mayor número de ensayos que permitan evaluar de forma probabilística, en lugar de determinística, el comportamiento aproximado de dichas conexión. De aquí que en definitiva, los resultados de los ensayos de [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#) deben ser considerados como cualitativos, en vez de cuantitativos.

Tal y como se señala en la sección 4.5 *Weak-Axis-Column-Bending Connections* (Conexiones con Pandeo de Columnas en su Eje Débil), del documento *State of the Art Report on Connection Performance. FEMA 355d (SAC, 2000b)*:

Las Conexiones viga-columna que inducen pandeo sobre el eje débil de la columna pueden ser necesarias en algunas columnas de esquina y en los sistemas estructurales muy redundante, donde las conexiones resistentes a momento se utilizan para todas o casi todas las conexiones viga-columna...²⁷ (p.4-10)

Sin embargo, a pesar de lo anterior, seguidamente en el mismo párrafo del documento FEMA 355d *op. cit.*, se señala que:

...El desempeño sísmico adecuado de estas conexiones soldadas directamente al alma requieren la transferencia de grandes tensiones a través del alma de la columna, y esto es improbable que se alcance en la práctica del diseño sísmico... [sombras añadidas]²⁸ (p.4-10)

Atendiendo a la información y consideraciones obtenidas de los ensayos anteriores, algunos otros especímenes pero de tamaño natural han sido diseñados y probados con buenos resultados.

Según se expone en la sección 3.3.3.3 *Connections to Column Minor Axis* (Conexiones al Eje Menor de Columnas), del documento FEMA 350, *op. cit.*:

...*Dos pruebas de conexiones de Sección de Viga Reducida [sombras añadidas] en esta orientación* (precalificación o pre-estandarización) [comentario entre paréntesis añadido] se llevaron a cabo, las cuales indicaron un buen desempeño. Estas pruebas se llevaron a cabo para proporcionar una indicación general del posible desempeño de las conexiones al

²⁷ Original en ingles: "Beam-to-column connections that induce weak-axis bending of the column may be needed at some corner columns and in highly redundant structural systems where moment resisting connections are used for all or nearly all beam-to-column connections. Several..."

²⁸ Original en ingles: "...Adequate seismic performance of these direct web welded connections requires transfer of large stresses through the column web, and this is unlikely to be achieved for practical seismic design..."

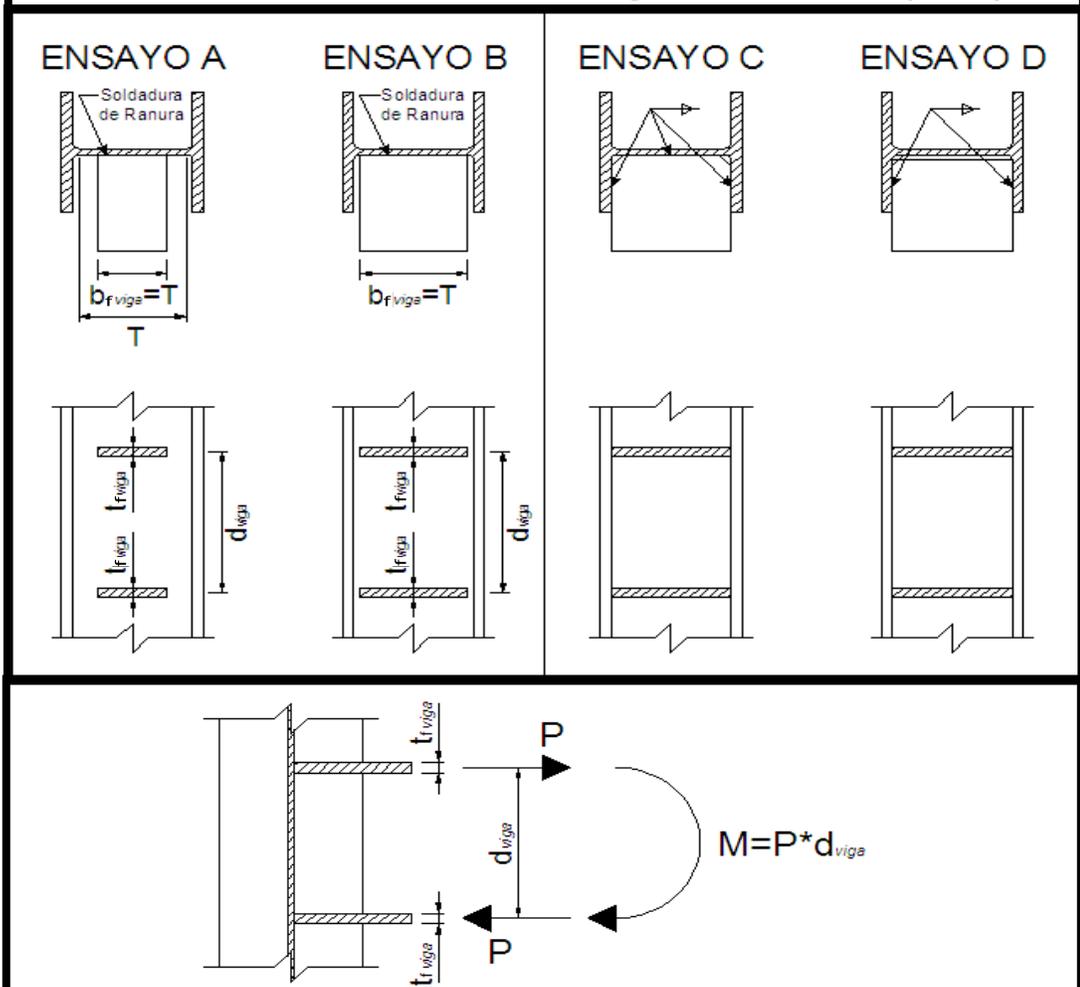
*eje débil, pero no son consideradas a conformar una base de datos suficiente para la precalificación de este tipo de conexiones.*²⁹ (p.2-23)

Vale la pena destacar que, en la Sub-sección *Ductility Considerations*, de la Sección *Special Considerations*, de la Parte 10 *Fully Restrained (Fr) Moment Connections*, del documento titulado *Load and Resistance Factor Design. Manual of Steel Construction. Vol. I y II. Segunda Edición (AISC, 1994)*, se hace una breve discusión y cita sobre los resultados de los dos ensayos hechos por Driscoll and Beedle (1982), y una discusión sobre los resultados de los 19 ensayos de Driscoll (1983); ambos casos referidos a conexiones (tipo TR) de vigas unidas a columnas en dirección de su eje débil, y que son algo similares a las de la Figura 32.

Algunas consideraciones y recomendaciones importantes para el diseño de este tipo de conexiones al alma han sido establecidas, pero básicamente se tiene que, en general, para este tipo de conexiones se requiere que se les incorporen *rigidizadores al alma y alas de la columna*, para poder soportar el pandeo de ésta en su eje débil (eje de menor inercia) justo en la conexión. (Ver Figura 32).

²⁹ Original en inglés: "...Two tests of Reduced Beam Section connections in this orientation were conducted, which indicated good performance. These tests were conducted to provide a general indication of the possible performance of weak axis connections, but are not considered to comprise a sufficient database for prequalification of such connections."

1) Pruebas de Detalles de Conexión Viga al Alma de Columna, de Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. (1980).



2) Ilustración de algunas recomendación derivadas sobre conexiones respecto al eje de menor inercia de columnas, para la inclusión de rigidizadores por pandeo.

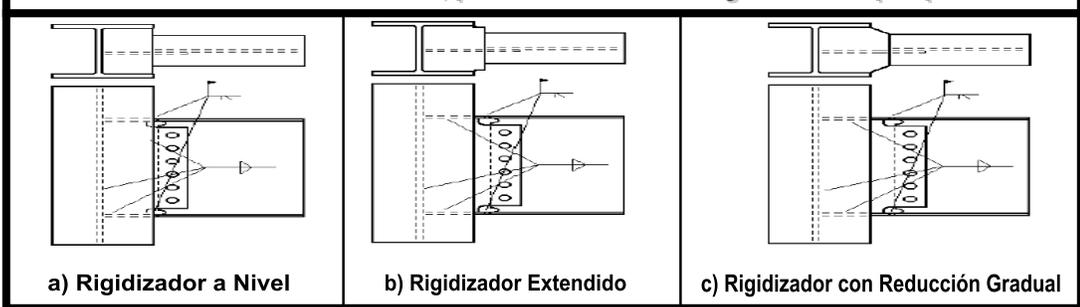


Figura 32. Conexiones al eje menor de columnas. La Figura 2) tomada de la figura 4-5 *Schematic of Various Weak-Axis-Column-Bending Connections*, del documento *State of the Art Report on Connection Performance. FEMA 355d*, SAC, 2000b, p.4-12.

II.8 CRITERIO DE CEDENCIA PARA MATERIALES DÚCTILES

Hasta el momento, no se cuenta con un método teórico para calcular la correlación que pueda haber entre las componentes de los esfuerzos y la cedencia en un estado triaxial de esfuerzos, con la cedencia en el ensayo de tracción uniaxial de una probeta de acero estructural. Se han propuesto dos ecuaciones empíricas para predecir el inicio de la cedencia en materiales isotrópicos solicitados estáticamente. Uno es el *criterio de la energía de distorsión* o criterio de cedencia de Huber (1904), de Hencky (1925), de Von Mises (1913), o simplemente *Criterio de Von Mises*, y otro es el *criterio de la tensión cortante máxima* o Criterio de Tresca (1868), de Coulomb (1773), o de Guest. Los resultados experimentales son intermedios entre los dos criterios, pero se aproximan más el *Criterio de Von Mises*.

Estado tridimensional o Triaxial de esfuerzos generalizado:

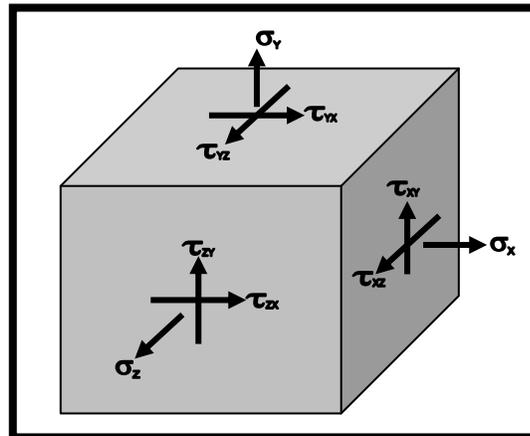


Figura 33. Estado tridimensional o triaxial esfuerzos generalizado.

De las ecuaciones de equilibrio se tiene (tomado de Ecuaciones 6-62, de Gere y Timoshenko, 1986, p.347):

$$\tau_{XY}=\tau_{YX} \quad (\text{Ec. e-1.1})$$

$$\tau_{XZ}=\tau_{ZX} \quad (\text{Ec. e-1.2})$$

$$\tau_{YZ}=\tau_{ZY} \quad (\text{Ec. e-1.3})$$

Los esfuerzos principales pueden obtenerse como las raíces (σ_1 , σ_2 , σ_3) de la siguiente ecuación cúbica (tomado de Ecuaciones 6-63, de Gere y Timoshenko, 1986, p.347):

$$\sigma^3 - A\sigma^2 + B\sigma - C = 0 \quad (\text{Ec. e-2})$$

donde:

$$A = \sigma_X + \sigma_Y + \sigma_Z \quad (\text{Ec. e-2.1})$$

$$B = \sigma_X\sigma_Y + \sigma_X\sigma_Z + \sigma_Y\sigma_Z - \tau_{XY}^2 - \tau_{XZ}^2 - \tau_{YZ}^2 \quad (\text{Ec. e-2.2})$$

$$C = \sigma_X\sigma_Y\sigma_Z + 2\tau_{XY}\tau_{XZ}\tau_{YZ} - \sigma_X\tau_{YZ}^2 - \sigma_Y\tau_{XZ}^2 - \sigma_Z\tau_{XY}^2 \quad (\text{Ec. e-2.3})$$

Para un cuerpo elástico isótropo, la energía de distorsión por unidad de volumen o densidad de energía de deformación, para un estado de esfuerzos tridimensional, en función a los esfuerzos principales y asociada exclusivamente al cambio de forma del material, se expresa mediante la expresión (tomado de Ecuación 11.33, de Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.682):

$$u_d = \frac{1}{12G} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad (\text{Ec. e-3})$$

Análogamente, para el caso de un estado de esfuerzos plano (tomado de Ecuación 11.34, de Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.682):

$$u_d = \frac{1}{6G} (\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2) \quad (\text{Ec. e-4})$$

Si para la expresión anterior se considera una probeta de laboratorio sometida a tensiones, se observa que, en la cedencia, $\sigma_1=F_y$, $\sigma_2=0$; y por lo tanto (Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.682):

$$(u_d)_y = \frac{F_y^2}{6G} \quad (\text{Ec. e-5})$$

De esta manera puede establecerse como criterio de máxima energía de distorsión para que un estado dado de esfuerzos plano sea seguro (también conocido como Criterio de *Von Mises*), debe cumplirse siempre que (de Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.682):

$$u_d < \frac{F_y^2}{6G} \quad (\text{Ec. e-6})$$

Es decir:

$$u_d = \frac{1}{6G} (\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2) < \frac{F_y^2}{6G} \quad (\text{Ec. e-6.1})$$

Y en consecuencia, para el caso de un estado de esfuerzos tridimensional:

$$u_d = \frac{1}{12G} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] < \frac{F_y^2}{6G} \quad (\text{Ec. e-6.2})$$

De esta manera, un estado de esfuerzo (plano o tridimensional) es seguro, mientras se cumplan las siguientes expresiones, según sea el caso:

Estado de esfuerzos plano (tomado de Ecuación 7.26, de Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.682):

$$(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2) < F_y^2 \quad (\text{Ec. e-7.1})$$

Estado de esfuerzos tridimensional (Ecuación 11.35, de Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.682):

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 < 2F_y^2 \quad (\text{Ec. e-7.2})$$

En definitiva, el *esfuerzo máximo* según el criterio de *Von Mises* (σ_{VM}) para el cual se considera que el material entra en *cedencia*, es aquel que satisface las siguientes expresiones, según sea el caso:

Estado de esfuerzos plano (σ_{VM}) (tomado de Ecuación 7.27, de Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.452):

$$(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2) = F_y^2 \quad (\text{Ec. e-8.1})$$

Estado de esfuerzos tridimensional (σ_{VM}) (Ecuación 11.36, de Beer, Johnston y DeWolf, 2004, p.682):

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 = 2F_y^2 \quad (\text{Ec. e-8.2})$$

En particular, para el caso de un estado de esfuerzos plano se tiene que:

$$\sigma_Y = \sigma_Z = \tau_{XZ} = \tau_{YZ} = 0 \quad (\text{Ec. e-9})$$

Por lo que resulta:

$$\sigma^2 - A\sigma + B = 0 \quad (\text{Ec. e-10})$$

donde:

$$A = \sigma_X \quad (\text{Ec. e-10.1})$$

$$B = \sigma_X \sigma_Y - \tau_{XY}^2 \quad (\text{Ec. e-10.2})$$

$$C = 0 \quad (\text{Ec. e-10.3})$$

Obteniéndose que los esfuerzos principales (raíces de la ecuación) son:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_X + \sqrt{\sigma_X^2 - 4(\sigma_X \sigma_Y - \tau_{XY}^2)}}{2} \quad (\text{Ec. e-11.1})$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_X - \sqrt{\sigma_X^2 - 4(\sigma_X \sigma_Y - \tau_{XY}^2)}}{2} \quad (\text{Ec. e-11.2})$$

Aplicando el criterio de Von Mises (σ_{VM}), para dos casos particulares de tensión plana, tensión pura y cortante puro, se obtiene lo siguiente:

1) Tensión Pura: ($\sigma_Y = \tau_{XY} = 0$) \rightarrow ($\sigma_1 = \sigma_X \wedge \sigma_2 = 0$) \rightarrow ($\sigma_{VM} = \sigma_X = F_y$)

$$\sigma_{X \text{ máx}} = \sigma_Y = F_y \quad (\text{Ec. e-12.1})$$

2) Cortante Puro: ($\sigma_X = \sigma_Y = 0$) \rightarrow ($\sigma_1 = \tau_{XY} \wedge \sigma_2 = -\tau_{XY}$) \rightarrow ($\sigma_{VM} = (\sqrt{3})\tau_{XY} = F_y$)

$$\tau_{XY \text{ máx}} = \tau_Y = F_y / (\sqrt{3}) \cong 0.58 F_y \rightarrow \tau_Y \cong 0.6 F_y \quad (\text{Ec. e-12.2})$$

Según se define en el Apéndice G *Definiciones*, de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998:

Criterio de cedencia de Von Mises. Teoría que establece que la acción inelástica [sombras añadidas] en cualquier punto de un cuerpo bajo cualquier combinación de tensiones comienza [sombra añadida] solo cuando se igualan la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen absorbida en ese punto con la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen en cualquier punto de una barra simple traccionada hasta el límite elástico bajo un estado uniaxial de tensiones. A este criterio también se le denomina teoría de la máxima energía de deformación por distorsión. De acuerdo con este criterio, la cedencia por corte [sombras añadidas] ocurre a 0.58 veces la resistencia de cedencia [sombras añadidas] (*Von Mises yield criterion*). (p.276)

Sin embargo, en la mayoría de las especificaciones se acepta asumir que la cedencia por corte ocurre para el valor $(1/\sqrt{3})$ redondeado por exceso, $\tau_y \approx 0.6 F_y$.

II.9 ESBELTEZ DE ELEMENTOS EN MIEMBROS DE PERFILES I LAMINADOS

De la tabla 4.1 de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, se tiene que para perfiles I sometidos a compresión uniforme, la esbeltez de sus elementos viene dada por las expresiones:

A) Para la esbeltez ($\lambda=b_f/2t_f$) de las *alas* en secciones transversales de:

a.1) Vigas:

Sección Plástica:

$$\lambda_{pd} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.2})$$

Sección No Compacta:

$$\lambda_r = 0.816 \sqrt{\frac{E}{F_Y - F_r}} \quad (\text{Ec. 1.3})$$

a.2) Columnas:

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

Sección No Compacta:

$$\lambda_r = 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.5})$$

B) Para la esbeltez ($\lambda=h/t_w$) del *alma* en secciones transversales de:

b.1) Vigas:

Sección Plástica:

$$\lambda_{pd} = 3\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.6})$$

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 3.7\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.7})$$

Sección No Compacta:

$$\lambda_r = 5.61\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.8})$$

b.2) Columnas:

b.2.1) Si $(N_u/N_Y) \leq 0.125$

Sección Plástica:

$$\lambda_{pd} = 3\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \left(1 - \frac{1.54N_u}{\Phi_b N_Y} \right) \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \left(1 - \frac{2.75N_u}{\Phi_b N_Y} \right) \quad (\text{Ec. 1.10})$$

Sección No Compacta:

$$\lambda_r = 5.61\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \left(1 - \frac{0.74N_u}{\Phi_b N_Y} \right) \quad (\text{Ec. 1.11})$$

b.2.2) Si $(N_u/N_Y) \geq 0.125$:

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \left(2.33 - \frac{N_u}{\Phi_b N_Y} \right) \geq 1.46\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (\text{Ec. 1.12})$$

Sección No Compacta:

$$\lambda_r = 5.61\sqrt{\frac{E}{F_Y}} \left(1 - \frac{0.74N_u}{\Phi_b N_Y} \right) \quad (\text{Ec. 1.13})$$

donde el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión Φ_b se tomará como 1 ($\Phi_b=1$)³⁰, en vez del valor de diseño ($\Phi_b=0.9$); esto debido a que se está evaluando una edificación existente. Y donde h será la distancia libre entre alas menos el radio de transición entre el alma y las alas.

En los elementos donde la esbeltez λ sea menor a λ_r , *no es necesario considerar el pandeo local elástico.*

Para perfiles laminados en caliente, como los perfiles IPN, el valor del esfuerzo residual en compresión en alas F_r se toma como $F_r = 700\text{kgf/cm}^2$.

Las secciones donde todos sus elementos cumplan $\lambda \leq \lambda_{pd}$ se clasifican como secciones para diseño plástico, las cuales pueden *alcanzar y conservar el momento plástico mientras generan rotaciones que permitan la redistribución de momentos en la estructura.*

Las secciones donde todos sus elementos cumplan $\lambda_{pd} \leq \lambda \leq \lambda_p$ se clasifican como secciones compactas, las cuales pueden *alcanzar el momento plástico pero no son capaces de generar rotaciones que permitan la redistribución de momentos en la estructura.*

Las secciones donde todos sus elementos cumplan $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ se clasifican como secciones no compactas, las cuales pueden *alcanzar el momento de cedencia antes de que se presente el pandeo local.*

Las secciones donde al menos uno de sus elementos cumpla con $\lambda > \lambda_r$ se clasifican como secciones con elementos esbeltos, en la que al ser comprimidos sus elementos pueden generar mecanismos de falla por *pandeo local del ala comprimida y/o el pandeo del alma por flexión, antes de que se alcance el momento cedente en la sección.*

³⁰ Ver la Sección II.11.a *Factores de Reducción de la Capacidad Resistente “ ϕ ”.*

II.10 LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS

Para atacar el problema de representar la situación real de una columna sometida a compresión, es necesario partir de una serie de simplificaciones, hipótesis y condiciones ideales. En razón a esto, se formula un modelo ideal de columna denominado Columna Ideal Perfecta o Columna de “*Euler*”, el cual es un modelo ideal de columna en el que se suponen apoyos perfectos y deformaciones en un solo plano, sin imperfecciones geométricas (no presenta excentricidades ni curvaturas iniciales) ni imperfecciones materiales.

En síntesis, la Columna de “*Euler*” satisface las siguientes hipótesis:

- El material es linealmente elástico y su límite de proporcionalidad no es excedido.
- El módulo de Elasticidad (E), en tracción y compresión, es el mismo.
- El material es perfectamente homogéneo e isotrópico.
- El miembro es prismático y perfectamente recto. Inicialmente la línea de acción de la carga coincide con el baricentro de la sección.
- Los extremos del miembro son articulaciones perfectas y no impiden la deformación axial.
- Ninguna sección del miembro gira ni se pandea localmente.
- El miembro está libre de esfuerzos residuales.

La última hipótesis (esfuerzos residuales) es la que genera el efecto más relevante en la conducta de las columnas metálicas. Las columnas con esfuerzos residuales se comportan como si el material no fuera homogéneo.

Al apoyarse en las anteriores hipótesis, la solución de la ecuación diferencial exacta (conocida comúnmente como la “*elástica*”) de una columna que pandea flexionalmente conduce a la conocida Carga Crítica de pandeo flexional de “*Euler*” ($P_{cr} = \pi^2 EI / L^2$), y consecuentemente, al sustituir el momento de inercia (I) por el producto equivalente del área de la sección

transversal (A) por el radio de giro (r) se obtiene el llamado Esfuerzo Crítico de “Euler” ($\sigma_{cr}=\pi^2E/(L/r)^2$).

Dado que para las anteriores expresiones de “Euler” se asume como condiciones de apoyo que la columna es articulada en sus extremos, y sin desplazamientos relativos entre sus extremos (o a lo sumo muy pequeños), se tiene que la solución de la elástica para estas condiciones de apoyo, el pandeo ocurre según una semionda sinusoidal simple cuya extensión corresponde a la misma longitud libre de pandeo flexional de la columna (L); lo cual permite extender su solución a otras condiciones de apoyo. Para otras condiciones de apoyo, evidentemente la forma sinusoidal de la “elástica” diferirá, pudiendo presentarse uno, dos ó más puntos de inflexión. Para la previamente indicada columna articulada sin desplazamientos, las propias articulaciones en sus extremos pueden considerarse en sí mismas como puntos de inflexión; por lo que para las expresiones de “Euler”, la longitud (L) puede considerarse con la longitud entre estos puntos de inflexión. De aquí que para generalizar las expresiones de “Euler”, para cualquier condición de los apoyos extremos, se introduce un factor k, que modifica directamente la longitud (L). De esta manera, en lugar de la longitud (L) correspondiente a una columna con cualquier condición de apoyo en sus extremos, se puede considerar la longitud teórica entre los puntos de inflexión (kL) como la longitud de una columna equivalente con extremos articulados, que proporcione el mismo esfuerzo crítico (σ_{cr}); es decir, poder aplicar aún las mismas expresiones de “Euler”. En pocas palabras, el factor k representa el cociente de la longitud efectiva de la columna entre su longitud real no arriostrada.

De lo anterior se tiene que la expresión del Esfuerzo Crítico de “Euler” Generalizada quedará expresada como ($\sigma_{cr}=\pi^2E/(kL/r)^2$). Al producto (kL) se le denomina *longitud efectiva de la columna*, y a la razón (kL/r) se le denomina entonces *relación de esbeltez efectiva del miembro*.

Cabe destacar que cuando para una columna se le determina la relación de esbeltez efectiva de acuerdo a la dirección de sus ejes de inercia

principales, $(kL/r)_x$ y $(kL/r)_y$; aquella relación para la cual resulte el mayor valor, será esta la que determine cuál es la dirección débil de la columna por pandeo. Además, dado que usualmente un miembro comprimido axialmente presenta al menos dos longitudes libres diferentes para el pandeo (longitudes no arriostradas), debiendo tomarse en consecuencia la mayor relación (kL/r) para la determinación de la Carga Crítica de pandeo.

Los valores teóricos y de diseño de k , para distintas condiciones de apoyos ideales de una columna (6 en total), están ampliamente difundidos en la literatura técnica (ver Tabla 8.1), permitiéndose al proyectista, empleando su buen juicio, la interpolación directa entre estos valores para estimar las condiciones reales de las restricciones de los apoyos. Los valores teóricos se obtienen de introducir en la ecuación diferencial de la “elástica” las condiciones de borde correspondiente al tipo de apoyo.

Tabla 8.1

Coeficiente de Longitud Efectiva k , para una columna en compresión axial, representada individualmente como miembro aislado de la estructura, y según ciertas condiciones de apoyo ideal en las conexiones de sus extremos.

La forma Pandeada de la columna es mostrada mediante líneas segmentadas						
Valor teórico de k	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño para k , recomendado cuando las conexiones reales se aproximan a las ideales	0.65	0.8	1.2	1	2.1	2
Código de las conexiones en los extremos		Rotación fija y traslación fija				
		Rotación libre y traslación fija				
		Rotación fija y traslación libre				
		Rotación libre y traslación libre				

Nota. Tabla ajustada a los datos de la tabla C-9.2 del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998.

En general, los valores sugeridos para el diseño son ligeramente mayores que los teóricos, ya que rara vez se obtienen nodos completamente fijos o articulados. Ciertamente, mientras menor sea la longitud efectiva (kL) de la columna, menor será el riesgo de pandeo y mayor su capacidad de carga axial.

No obstante, estos valores teóricos de k atienden a la estabilidad individual de un miembro de la estructura, y no a la estabilidad global de la estructura como un todo. Los valores teóricos de k son empleados frecuentemente para estimar, con suficiente precisión, la longitud efectiva de miembros comprimidos axialmente en estructuras como cerchas o armaduras, ya que es común asumir estos como articulados en sus extremos y sin desplazamiento relativo entre estos; no obstante, para columnas que forman parte de estructuras aporricadas, el simple uso de estos valores teóricos y de diseño pueden resultar antieconómicos o poco realistas, por lo que el uso de estos valores de k usualmente son relegados a diseños preliminares (prediseño). Claro está que considerar la estabilidad de la estructura como un todo, incluyendo no solo los miembros comprimidos, sino también las vigas, el sistema de arriostramiento y las conexiones, puede resultar análisis muy complejo.

En la mayoría de los casos, las columnas de acero forman parte de pórticos, los cuales pueden ser arriostrados ó no (desplazamiento lateral no permitido ó permitido, respectivamente). A groso modo, un *pórtico arriostrado* es aquel en el que la traslación de sus justas están impedida mediante riostras, muros de corte o por el soporte lateral de estructuras adjuntas, mientras que un *pórtico sin arriostramientos* carece de estos tipos de soportes y depende fundamentalmente de la rigidez de sus propios miembros para impedir el desplazamiento de dicho pórtico. Derivado de esto, se han establecido métodos aproximados más sencillos que permitan obtener valores más realistas con una precisión más aceptable.

Uno de estos métodos es el empleo de nomogramas. Sin embargo, según el Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, para calcular los factores de longitud efectiva de columnas en *pórticos desplazables* ó *no (arriostrados ó no lateralmente)*, en lugar de emplear los nomogramas típicos para pórticos rígidos que se presentan en la mayoría de las bibliografías, pueden emplearse las siguientes 3 fórmulas de Dumonteil (1992):

Para pórticos *impedidos de desplazarse lateralmente*:

$$k = \frac{3\Psi_A \Psi_B + 1.4(\Psi_A + \Psi_B) + 0.64}{3\Psi_A \Psi_B + 2(\Psi_A + \Psi_B) + 1.28} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Para pórticos con *desplazamiento lateral permitido*:

$$k = \sqrt{\frac{1.6\Psi_A \Psi_B + 4(\Psi_A + \Psi_B) + 7.5}{\Psi_A + \Psi_B + 7.5}} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$\Psi = \frac{\sum(I_c/L_c)}{\sum_v(I_v/L_v)} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

donde:

- Ψ : Rigidez relativa. Se considera la sumatoria de todos los miembros conectados rígidamente al nodo considerado (extremo A o B de la longitud no arriostrada de la columna), y localizados en el plano de pandeo de la columna considerada; es decir, Ψ_A y Ψ_B . Se asume además que el módulo de elasticidad de Young es el mismo en tanto para columnas como para vigas ($E=E_c=E_v$)
- I_c, I_v : Momento de inercia del miembro columna y viga, respectivamente. Cada uno alrededor del eje de inercia principal correspondiente, que sea ortogonal al plano de pandeo de la columna considerada; es decir, I_{Xc} ó I_{Yc} , y I_{Xv} ó I_{Yv} .
- L_c, L_v : Longitud no arriostrada lateralmente del miembro columna y viga, respectivamente. Cada uno según el eje de inercia principal correspondiente, que sea ortogonal al plano de pandeo de la columna considerada; es decir, L_{Xc} ó L_{Yc} , y L_{Xv} ó L_{Yv} .
- k : Factor de longitud efectiva del miembro columna, según el eje de inercia principal correspondiente en dirección

ortogonal al plano de pandeo de la columna considerada; es decir, k_x ó k_y según sea el caso.

ζ_v : Factor de Corrección en Vigas, según Tabla 8.2.

Para extremos de columnas apoyados pero no conectados rígidamente a una fundación, Ψ es teóricamente infinita ($\Psi=\infty$), aunque puede tomarse como 10 para efectos prácticos de diseño ($\Psi=10$), a menos que el apoyo se diseñe como una articulación verdaderamente libre de fricción. Si el extremo de la columna está rígidamente conectado a una fundación diseñada adecuadamente, Ψ puede tomarse como 1.0 ($\Psi=1$). Podrán utilizarse valores más pequeños de k si se justifica mediante un análisis apropiado ($\Psi<1$).

El término Ψ de la Ecuación 2.3 se aplica sólo a columnas en el dominio elástico ($\Psi_{\text{elástico}}$). Es bueno hacer notar que en algunas bibliografías puede encontrarse este mismo término de rigidez relativa, pero denotado mediante la letra "G", en lugar de la letra " Ψ ".

Tanto los nomogramas como las fórmulas de Dumonteil que lo sustituyen, se fundamentan en las siguientes hipótesis que rara vez existen en las estructuras reales:

- Comportamiento puramente elástico.
- Todos los miembros son de sección constante.
- Todas las conexiones son rígidas.
- En pórticos arriostrados, las rotaciones en los apoyos de las vigas son de igual magnitud, flectando la viga en curvatura simple.
- En los pórticos no arriostrados, las rotaciones en los apoyos de las vigas son de igual magnitud, flectando la viga en doble curvatura, es decir, con un punto de inflexión interno.
- El parámetro de rigidez $L(P/EI)^{0.5}$ es el mismo para todas las columnas.
- La restricción del nodo se distribuye a la columna por encima y por debajo del mismo en proporción al valor l/L de las dos columnas.
- Todas las columnas pandean simultáneamente.
- No hay fuerza normal significativa en las vigas.

Dado que la Ecuación 2.1, Ecuación 2.2 y Ecuación 2.3 consideran que las juntas son totalmente rígidas, los valores de (I_v/L_v) que corresponden a las vigas, se multiplican por el factor de corrección correspondiente de la Tabla 8.2, sólo si se cumplen las condiciones ideales indicadas para el extremo opuesto al de la junta de análisis.

Tabla 8.2

Factor de corrección en vigas, ζ_v .

Conexión en el Extremo Opuesto de cada Viga	Desplazamiento lateral del pórtico	
	Impedido	Permitido
Articulado Ideal *	1.5 	0.5 
Empotrado Ideal **	2 	0.67 
Empotrado ***	1	

* Libre angularmente, sin ninguna capacidad de desarrollar resistencia a momento.

** Fijo angularmente, con capacidad de desarrollar resistencia a momento.

*** Caso intermedio de restricción angular, con capacidad de desarrollar resistencia a momento.

Nota. Tabla ajustada a los datos de la tabla 4.4 del *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo III. Fundamentos teóricos. Segunda Edición.* SIDOR, 1982b, p.8-113.

En el presente trabajo se asume que un extremo de una viga o columna es empotrado, si cuenta con una conexión tipo TR o PR.

En conexiones parcialmente restringidas (del tipo PR) en las cuales se disponga de curvas momento-rotación documentadas podrán ser usadas, pero el (I_v/L_v) de cada viga deberá ser ajustado para tomar en cuenta la flexibilidad de la conexión.

Recordando que hasta aquí se ha basado en las condiciones idealizadas previamente expuestas y que estas condiciones rara vez se dan en las estructuras reales. En consecuencia, cuando se desea aplicar lo antes expuesto y no es posible respetar dichas condiciones se requiere de ajustes para la aplicación cuando se trata de estructuras con nudos desplazables y condiciones reales en los vínculos:

1. Para considerar la inelasticidad de las columnas debe reemplazarse (I_c) por $\tau_a(I_c)$ para todas las columnas en las expresiones para Ψ_A y Ψ_B .

2. Para vigas que toman cargas axiales significativas, debe multiplicarse el (I_v/L_v) por el factor $(1-Q/Q_{cr})$ donde Q es la carga axial en la viga y Q_{cr} es la carga de pandeo en el plano de la viga basada en $K=1.0$.

Los valores obtenidos de acuerdo a la Ecuación 2.1, Ecuación 2.2 y Ecuación 2.3, son sólo aplicables a columnas bajo régimen elástico. Un procedimiento para considerar columnas en el régimen inelástico, es el de multiplicar los valores obtenidos de Ψ con la Ecuación 2.3, en aquellos *extremos de columnas que se consideren no articulados*, por el factor de reducción de rigidez (FRR) correspondiente en la Tabla 9, tal y como se indica en la Ecuación 2.4. Para el uso de la Tabla 9 sólo se debe considerar el caso particular de aceros con aproximadamente un $F_Y=2530\text{kgf/cm}^2$. Para el caso de valores intermedios de la Tabla 9 se permite interpolar.

$$\Psi_{\text{inelástico}} = \text{FRR} * \Psi_{\text{elástico}} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Tabla 9

Factores de Reducción de Rigidez (FRR) para aceros con $F_Y=2530\text{kgf/cm}^2$ (36ksi).

Pu/A	FRR	Pu/A	FRR	Pu/A	FRR	Pu/A	FRR
(Kgf/cm ²)	(adim)						
2250	N/A	1687	0.52	1125	0.92	562	1.00
2179	N/A	1617	0.58	1055	0.95	492	1.00
2109	0.05	1547	0.65	984	0.97	422	1.00
2039	0.14	1476	0.70	914	0.99	352	1.00
1969	0.22	1406	0.76	844	1.00	281	1.00
1898	0.30	1336	0.81	773	1.00	141	1.00
1828	0.38	1266	0.85	703	1.00	70	1.00
1758	0.45	1195	0.89	633	1.00	0	1.00

Nota. Tabla elaborada con los datos de la tabla 3-1 del *Manual of Steel Construction. Vol. I y II. 2da Edición*, de la AISC, 1994. Los valores de Pu/A han sido adaptados de la unidad ksi a la unidad de kgf/cm^2 ; y donde Pu es la carga axial actuante en el análisis.

Nota. En lugar de esta tabla puede emplearse alternativamente la siguiente expresión general: $0 \leq \text{FRR} = -2.724 * ((P_u/0.85)/2530 \text{ kgf/cm}^2) * \text{LN}((P_u/0.85)/2530 \text{ kgf/cm}^2) \leq 1$; y donde para $\text{FRR} < 1$ se considera que la columna pandea en el rango inelástico, y el pandeo en el rango elástico

para $FRR=1$. El término $(P_u/0.85)$ corresponde a la resistencia nominal de la columna corta ($P_n=P_u/\Phi$), con $\Phi=0.85$. La anterior expresión es un ajuste de la expresión C-C2-12 del Comentario de *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), que es de la forma: $FRR=\tau_a=-2.724*(P_n/P_y)*LN(P_n/P_y)$, y en donde $(P_n=P_u/0.85)$ y $(P_y=F_y*A_g)$. Es de hacer notar que la determinación de τ_a es generalmente un proceso iterativo porque P_n (función de P_e) es dependiente de τ_a , donde $P_e=F_e*A_g=[\pi^2*E/(K*L/r)^2]*A_g$.

El factor de reducción de rigidez (FRR) considera que el cociente entre el módulo de elasticidad tangente (E_t)³¹ y el módulo de elasticidad de Young (E), se aproxima a la relación entre el esfuerzo crítico inelástico ($F_{cr \text{ inelástico}}$) y elástico ($F_{cr \text{ elástico}}$) de una columna; es decir:

$$FRR = \frac{E_t}{E} \approx \frac{F_{cr \text{ inelástico}}}{F_{cr \text{ elástico}}} \approx \frac{\Psi_{\text{inelástico}}}{\Psi_{\text{elástico}}} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Dado que el factor de reducción de rigidez ($FRR \leq 1$), entonces el $\Psi_{\text{inelástico}} \leq \Psi_{\text{elástico}}$, razón por la cual usualmente es conservador el calcular el Factor de K elástico en columnas que experimentan la inelasticidad antes del pandeo; es decir, emplear $FRR=1$.

En el Comentario del Capítulo 9 de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 y en el Comentario del Capítulo C de *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), se pueden encontrar ciertas aplicaciones adicionales para el Factor de longitud Efectiva K que permiten considerar también la Estabilidad de los Pórticos y los efectos de segundo orden (P- Δ y P- δ). No obstante, dado que en el presente Trabajo de Investigación se podrán tomar en cuenta automáticamente los efectos de segundo orden en los análisis no lineales desarrollados en el programa de análisis estructural SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995) que se empleará; y por ello que no serán expuestas en el presente Trabajo dichas aplicaciones.

³¹ Según se expone en la p.8-93 del *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo III. Fundamentos teóricos. Segunda Edición.* (SIDOR, 1982b): “Para extender las fórmulas elásticas al dominio inelástico, Bleich²⁷ propuso, a partir de la hipótesis de plastificación isótropa, reemplazar E por E_t y G por $G(E_t/E)$, siendo E_t el módulo tangente obtenido para toda la sección transversal de la relación tensión versus deformación [sombras añadidas]”.

II.11 CAPACIDAD REPRESENTATIVA DE LOS ESTADOS LÍMITES (LRFD) DE MIEMBROS Y CONEXIONES

(Adaptación para la evaluación sísmica de una edificación existente mediante un Análisis Estático No Lineal “Pushover” empleando articulaciones o rótulas plásticas “Hinges” del programa de cálculo estructural SAP2000)

A menos que se indique lo contrario, las expresiones y criterios empleados en la presente sección para determinar las capacidades de resistencia de los diversos estados límites (LRFD), corresponden principalmente a la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998; pero siendo estos adecuados a un Análisis Estático No Lineal “Pushover” para la evaluación de una edificación existente, según criterios de FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000). Dado que la norma COVENIN 1618:1998, no considera expresiones específicas para determinar la *capacidad de deformación* correspondiente a cada estado límite, se adoptan las expresiones y criterios expuestos al respecto en FEMA 273 y FEMA 356, salvo algunos casos donde oportunamente se señala la fuente.

La adecuación a un Análisis Estático No Lineal “Pushover” (AENL) para la evaluación de edificación existente, implica necesariamente que se distinga el tipo de comportamiento (*dúctil o frágil*) del componente estructural; ya que de esto depende si el análisis en cuestión se efectuará controlando la demanda de deformación o de resistencia, respectivamente. Específicamente para el caso de que se considere un *comportamiento dúctil*, se estará haciendo referencia a un AENL por *Deformación Controlada*, y en el cual se considerarán tanto las capacidades de resistencia para cada

estado límite como las deformaciones correspondientes; por el contrario, si se considera un *comportamiento frágil*, se estará haciendo referencia a un AENL por *Fuerza Controlada* y sólo se considerarán las capacidades de resistencia para cada estado límite. (Ver Sección II.19.3). Los estados límites consideran básicamente los límites de capacidad resistente y de deformación por ruptura y de cedencia (o inicio de plastificación); por lo que la capacidad total de deformación dúctil, en el caso de considerarse un comportamiento por *Deformación Controlada*, será determinada de acuerdo a los límites de deformación y pendiente de postcedencia seleccionados apropiadamente de las Tablas finales de la Sección II.19.3.1.

En el caso específico de un análisis de tipo lineal, sólo será necesario considerar las mismas expresiones empleadas para un AENL considerando *Fuerza Controlada*; incluyendo los casos específicos indicados mediante las Ecuaciones 3.3.a, 5.1.a, 6.1.c2 y 6.9.c2.

II.11.a Factores de Reducción de la Capacidad Resistente “ ϕ ”

Considerando lo expuesto en la nota de las tablas 2-16 y 2-17 de FEMA 273 (ATC, 1997a) y de las tablas 2-2 y 2-3 de FEMA 356 (ASCE, 2000) (ver Tabla 14), los diferentes factores de reducción de la capacidad resistente (Φ) para los distintos estados límites (LRFD), empleados comúnmente en el diseño, serán adoptados como la unidad para la evaluación de las distintas capacidades de miembros, elementos y conexiones *existentes*, bien sea si se trata de un proceso de análisis lineal o no lineal; es decir:

$$\Phi=1.0. \quad (\text{Ec. 3.a})$$

II.11.b Factor de Modificación “ R_y ”

En correspondencia con lo expuesto en FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), cuando se trate de analizar componentes estructurales de acero que se consideren con un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*), se calculará la capacidad resistente de estos, considerando la *tensión cedente mínima* (F_y) y la *tensión última a tracción* (F_u); mientras que cuando se trate de analizar componentes estructurales que se consideren con un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*), en lugar de emplear las resistencias anteriores (F_y y F_u), se emplearán en lugar estas, una *tensión mínima cedente esperada* (F_{ye}) y una *tensión última a tracción esperada* (F_{ue}), respectivamente, según las expresiones:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (\text{Ec. 3.b})$$

$$F_{ue} = R_y F_u \quad (\text{Ec. 3.c})$$

donde:

F_y = Resistencia cedente mínima especificada para el tipo de acero a ser utilizado.

F_u = Resistencia última a la tracción especificada para el tipo de acero a ser utilizado.

R_y = Factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada.

En particular, FEMA 356 en su tabla 5-3, muestra un listado de varios tipos de aceros (aceros ASTM A36/A36M-00, ASTM A572/A572M-89 de distintos grados, y aceros Duales de distintos grados), cada uno de ellos con el correspondiente factor R_y que deben aplicarse tanto para F_y como para F_u , y dependiendo del año de fabricación considerado. La Tabla 10 muestra un resumen de los valores de la tabla 5-3 de FEMA 356, excluyéndose aquellos que corresponden a los aceros ASTM A572/A572M-89 y aceros Duales.

Tabla 10

Factor de Modificación de Resistencia (R_y) para aceros ASTM A36/A36M-00

Año	Tipo de Acero	Factor R_y	
		F_u	F_y
Antes de 1961	-----	1.1	1.1
Desde 1961 hasta 1990	ASTM A36/A36M-00	1.1	1.1
Desde 1991 hasta el Presente	ASTM A36/A36M-00, Perfiles Laminados	1.05	1.5
	ASTM A36/A36M-00, Planchas	1.05	1.1
Cualquiera	No listados en tabla 5-3 de FEMA 356	1.1	1.1

Nota. Datos tomados de la tabla 5-3 de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Por su parte, en el Artículo 5.2.2 de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, expresa que cuando sea requerido en dicha norma, las solicitaciones en las conexiones o las de sus miembros conexos se calculará con la resistencia cedente esperada, F_{ye} , del miembro conectado, según la Ecuación 3.b, y los valores correspondientes al acero especificado se tomarán acorde a los valores mostrados en la Tabla 11. Señala además, que se podrán usar valores de R_y diferentes a los de la Tabla 11, cuando F_{ye} se determine mediante ensayos conformes con los requisitos correspondientes al grado de acero especificado.

Tabla 11

Factor de Modificación de la Tensión Cedente mínima especificada

Productos y calidades de acero	R_y
Perfiles laminados y barras, ASTM A36	1.5
Perfiles laminados y barras, ASTM A572 Grado 42	1.3
Perfiles laminados y barras de otras calidades Planchas	1.1

Nota. Tomado de la tabla 5.2 de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998.

Comparando los valores de la Tabla 11 con los de la Tabla 10, se verifica que, excluyendo los aceros de ASTM A572 Grado 42, ambas Tablas coinciden para aceros ASTM A36 fabricados a partir de 1991 (Tabla 10); sin embargo, para aceros ASTM A36 fabricados entre el período de 1961 hasta 1991 (Tabla 10), el factor $R_y=1.5$ se reduce a $R_y=1.1$. Este aspecto es importante que sea tomado en cuenta, ya que la norma COVENIN 1618:1998 se enfoca principalmente al diseño y no a la evaluación de estructuras existentes; por lo que sólo considera aceros que cumplan con los requisitos de las normas vigentes.

En el caso específico de los aceros ASTM A572, es interesante mencionar que el máximo valor de R_y que le asigna FEMA 356 es de 1.1 (no mostrado en la Tabla 10), mientras que en la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 es de 1.3 (Tabla 11).

Los valores de F_y y F_u considerandos en FEMA 273 y FEMA 356 son algo menores que los valores empleados por defecto para el acero, dado que estos consideran una reducción por valores de desviación estándar de datos estadísticos.

Fundamentalmente, según se expresa tanto en FEMA 273 como en FEMA 356, los valores de F_y y F_u debieran ser empleados para determinar las capacidades de miembros, componentes y conexiones, que se considere que presentan un comportamiento frágil (Fuerza Controlada), sin embargo, el programa de análisis estructural SAP2000 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)), emplea por defecto los valores de F_{ye} y F_{ue} si se trata particularmente de un procedimiento de Análisis Estático No Lineal.

En nuestro caso, los valores de F_y y F_u serán empleados para determinar las capacidades de miembros, componentes y conexiones, en los procedimientos de Análisis Dinámicos Lineales. Y los valores de F_{ye} y F_{ue} serán empleados para determinar las capacidades de miembros, componentes y conexiones, en los procedimientos de Análisis Estáticos No Lineales.

II.11.c Factor de Conocimiento, “k”

Según se expone en FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), es necesario tomar en cuenta el grado de incertidumbre que se tiene respecto al conocimiento real de las condiciones y propiedades de cada uno de los miembros y componentes estructurales que integran una edificación existente. A este grado de incertidumbre se le denomina *Factor de Conocimiento* “k”. El valor del factor “k” se establece según el conocimiento obtenido de la edificación, basado en el acceso a la información de documentos originales de la construcción de dicha edificación, o mediante la evaluación de las condiciones reales de miembros y componentes estructurales representativos, a través de ensayos destructivos o no destructivos. Fundamentalmente se establecen tres niveles de conocimiento para el factor “k”: *mínimo, usual, y comprensivo*.

En el caso particular de un análisis de tipo *No Lineal*, se consideran únicamente en FEMA 356 un nivel de conocimiento *usual* y uno *comprensivo*.

Para FEMA 356, el *Factor de Conocimiento* “k” debe ser seleccionado de la Tabla 12 considerando el Objetivo de la Rehabilitación seleccionado, el procedimiento de análisis y el proceso de recolección de información.

Tabla 12

Factor de Conocimiento “k”, según FEMA 356

Data	Nivel de Conocimiento							
	Mínimo		Usual				Comprensivo	
Objetivo de la Rehabilitación	Mínimo		Mínimo		Incrementado		Incrementado	
Procedimiento de Análisis	Estático ó Dinámico Lineal		Todos		Todos		Todos	
Ensayos	Sin Ensayos		Usuales		Usuales		Más Exhaustivos	
Planos	De Diseño	ó Equivalentes	De Diseño	ó Equivalentes	De Diseño	ó Equivalentes	De Construcción	ó Equivalentes
Condiciones Evaluadas	Visual	Comprensivo	Visual	Comprensivo	Visual	Comprensivo	Visual	Comprensivo
Propiedades Materiales	De Planos o Valores por Defecto	De Valores por Defecto	De Planos o Ensayos	De Ensayos Usuales	De Planos o Ensayos	De Ensayos Usuales	De Documentos o Ensayos	De Ensayos Más Exhaustivos
Factor de Conocimiento (k)	0.75	0.75	1.00	1.00	0.75	0.75	1.00	1.00

Nota. Datos tomados de la tabla 2-1 de FEMA 356 (ASCE, 2000).

No obstante, por su parte, FEMA 273 considera únicamente un nivel *mínimo* y uno *comprensivo*, sin distinción del tipo de análisis a efectuar. De forma análoga a la Tabla anterior, en la Tabla 13 se presenta un resumen de las características mínimas en las cuales debe basarse el nivel de conocimiento para seleccionar el valor apropiado del *Factor de Conocimiento* “k”. Sin embargo, al igual que en FEMA 356, en el caso de un procedimiento de análisis para la evaluación o rehabilitación de una edificación existente, no se recomienda emplear los valores por defecto de las propiedades materiales para determinar la resistencia de los componentes y conexiones; por lo que en consecuencia, siempre es recomendable llevar a cabo ensayos, o contar con datos reales derivados de algunos ensayos ya elaborados.

Tabla 13

Factor de Conocimiento “k”, según FEMA 273

Data	Nivel de Conocimiento	
	Mínimo	Comprensivo
Objetivo de la Rehabilitación	Mínimo	Incrementado
Ensayos	Sin Ensayos o Usuales	Más Exhaustivos
Planos	De Construcción, o de Diseño, o Equivalentes	De Construcción, o de Diseño, o Equivalentes
Condiciones Evaluadas	Visual	Comprensivo
Propiedades Materiales	De Planos o Valores por Defecto, o de Ensayos Usuales	De Ensayos Más Exhaustivos
Factor de Conocimiento (k)	0.75	1.00

Nota. Datos tomados de la sub-sección 2.7.2 *Component Properties*, de FEMA 273 (ATC,1997a).

Tal y como se muestra en la siguiente Tabla 14, tanto para FEMA 273 como para FEMA 356, de emplearse un análisis de tipo No Lineal, el *Factor de Conocimiento “k”*, se tomará sólo en cuenta para la evaluación de cada miembro o componente estructural *existentes*, y dependiendo si se considera que presenta un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*) o un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*). En el caso de *Deformación Controlada*, el *Factor de Conocimiento “k”* afectará sólo los *límites de deformación* del componente considerado; a saber, el límite deformación donde se considera comienza a entrar en decadencia el componente o miembro (θ_y) y los distintos límites de deformación (θ) que sean considerados en el rango plástico (rango de endurecimiento ó relajación, degradación de la resistencia y resistencia residual, y Colapso); así como aquellos por desempeño según desocupación inmediata, resguardo de vidas y prevención de colapso (estos últimos no serán considerados en el presente Trabajo). En el Caso de *Fuerza Controlada*, el *Factor de Conocimiento “k”* afectará sólo la *capacidad de resistencia* del componente considerado.

Tabla 14

Cálculo de la capacidad de acción de los componentes para un análisis No Lineal

Parámetro	Deformación Controlada	Fuerza Controlada
Capacidad de Deformación de Componentes Existentes	$k^*(\text{Deformaciones Límites})$	N/A
Capacidad de Deformación de Componentes Nuevos	Deformaciones Límites	N/A
Capacidad de Resistencia de Componentes Existentes	N/A	$k^*(\text{Capacidad Resistente})$
Capacidad de Resistencia de Componentes Nuevos	N/A	Capacidad Resistente

Nota: Los Factores de Reducción de Capacidad de Resistencia (ϕ) son típicamente tomados como la unidad en la Evaluación de Capacidades.

Nota. Ajustado a las tablas 2-17 de FEMA 273 (ATC, 1997a) y 2-2 de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Lamentablemente, para recrear las articulaciones o rótulas plásticas (“Hinges”), el programa de análisis estructural SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995) determina de forma arbitraria los valores de capacidad de deformación cedente (Δ_y, θ_y), sin poder permitir modificaciones a dichos valores; pero si permite modificar el valor de la capacidad de resistencia a la cedencia (N_y, V_y, M_y). Por tal razón, a pesar de que se mostrarán más adelante valores o expresiones de capacidad de deformación cedente (Δ_y, θ_y) en donde se hará indicación como *el Factor de Conocimiento “k”* afecta los *límites de deformación cedente* del componente considerado ($k\Delta_y$ ó $k\theta_y$), sólo se pudiera hacer uso del *Factor de Conocimiento “k”* en los análisis efectuados en el programa de análisis estructural SAP2000, afectando sólo los *límites de deformación plástica* de los “Hinges” del componente considerado ($k\Delta$ ó $k\theta$), según sea el caso. (Ver puntos B,C y D de la Figura 103).

Con excepción del cálculo por Fuerza Controlada (Falla Frágil) de las Bielas Equivalentes a la mampostería no estructural para los cuales si se conviene poder adoptar el valor de ($k=0.75$) para dar cuenta de la gran incertidumbre involucrada (ver Tablas F.23 y F.25 del Anexo F), en vista de la

antes expuesto, y a fin de simplificar los cálculos, se conviene en el presente trabajo de Investigación adoptar como *Factor de Conocimiento* el valor de ($k=1$), para todos y cada uno de los casos de los procedimientos de Análisis Estático No Lineal, con lo cual se estaría asumiendo un nivel óptimo de conocimiento, lo cual no es cierto.

El procedimiento de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel, de la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001, no considera la capacidad de deformación de los miembros y componentes estructurales; sólo se limita básicamente a verificar que no se excedan los límites normativos de derivas totales de entrepisos. Por tal razón, este tipo de Análisis Dinámico Lineal (ADL) considera fundamentalmente la capacidad de los miembros y componentes estructurales, basándose en un comportamiento por Fuerza Controlada. Por lo tanto, en un procedimiento de análisis para la evaluación o rehabilitación de una edificación existente, la capacidad de resistencia de los miembros y componentes estructurales se determinará mediante la relación k^* (Capacidad Resistente), tal y como se indica en la misma Tabla 14. Sin embargo, para ser consecuentes con lo que se aplicará en los casos de los procedimientos de Análisis Estático No Lineal, se conviene de igual manera en el presente trabajo de Investigación adoptar como *Factor de Conocimiento* el valor de ($k=1$). Sin embargo, si se indicará donde corresponda, como el *Factor de Conocimiento* “ k ” afecta los *límites de capacidad cedente* del componente considerado (kN_y, kV_y, kM_y).

II.11.1 Miembros Traccionados

Preferentemente la relación de esbeltez L/r debe ser menor a 300, en la dirección considerada.

La resistencia teórica a tracción N_t , será el *menor valor entre los estados límites* de Cedencia y de Rotura, *independientemente del tipo de conexiones que presente el miembro cargado y del eje de inercia considerado.*

Según la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, la resistencia teórica a tracción será el menor valor entre:

$$\text{Cedencia: } N_t = F_y A \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$\text{Fractura o Rotura: } N_t = F_u A_e \quad (\text{Ec. 3.2})$$

donde:

A: área total de la sección transversal.

A_e : área efectiva de la sección transversal.

Puede considerarse que el área efectiva es igual al área total ($A_e=A$), si la sollicitación de tracción se transmite directamente a todos y cada uno de los elementos de la sección transversal y la si la sección transversal del miembro no presenta ningún tipo de agujeros.

.En un análisis estático no lineal, en el caso de miembros cuya resistencia teórica a tracción depende de la *Cedencia*, se considera que presenta un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*); en el caso de privar la resistencia teórica a tracción por *Rotura*, se considera que presenta un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*).

La capacidad de deformación de miembros cargados axialmente a tracción, según la teoría de resistencia de materiales, se determina según la

expresión $\Delta = \frac{NL}{AE}$ (ajuste de la expresión 2-1 de Gere y Timoshenko, 1986, p.51); donde L es la longitud no arriostrada del miembro. De igual manera,

esta capacidad de deformación es *independiente del tipo de conexiones que presente el miembro cargado y del eje de inercia considerado*. En consecuencia, en el presente trabajo, la capacidad de resistencia a tracción (N_t) será determinada como el menor valor obtenido de las expresiones para los estados límites siguientes:

Capacidad de resistencia y deformación teórica a tracción (N_t y Δ_y):

a.1) Si ($F_y A < F_u A_e$) Capacidad de resistencia y deformación cedente:

Comportamiento dúctil (Deformación Controlada)

$$N_t = N_{ye} = F_{ye} A \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Para *análisis de tipo lineal* (COVENIN-MINDUR 1618:1998):

$$N_t = k N_y = k F_y A \quad (\text{Ec. 3.3.a})$$

$$\Delta_y = \frac{k F_{ye} L}{E} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

a.2) Si ($F_y A \geq F_u A_e$) Capacidad de resistencia a la rotura.

Comportamiento frágil (Fuerza Controlada)

$$N_t = k F_{ue} A_e \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Para *análisis de tipo lineal* (COVENIN-MINDUR 1618:1998):

$$N_t = k F_u A_e \quad (\text{Ec. 3.5.a})$$

donde:

$$F_{ye} = R_y F_y$$

$$F_{ye} = R_u F_u \text{ (se adopta el mismo valor que } R_y \text{; es decir, } R_u = R_y \text{)}$$

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.

F_u : resistencia última a tracción del acero.

E : módulo de elasticidad.

R_y : factor de modificación

A : área total de la sección transversal del miembro.

A_e : área efectiva de la sección transversal del miembro.

L : distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.

k : factor de conocimiento.

II.11.2 Miembros Comprimidos

Preferentemente la relación de esbeltez kL/r debe ser menor a 200, en la dirección considerada.

La resistencia teórica a compresión N_t será el menor valor entre los estados límites de los posibles modos de pandeo flexional, torsional y flexotorsional de la sección del miembro comprimido axialmente.

Usualmente, en miembros con sección doblemente simétrica, el pandeo flexional priva sobre el pandeo torsional y flexotorsional.

De forma análoga a los miembros traccionados, la capacidad resistente y de deformación se consideran *independientes del tipo de conexiones que presente el miembro cargado*.

El pandeo local se ha incluido en la formulación de los modos de pandeo mediante el factor de reducción por efecto de pandeo local Φ_{as} ; donde sin embargo, para secciones donde la relación ancho/espesor de sus elementos no excede el valor límite de λ_r , se tomará $\Phi_{as} = 1.0$.

Resistencia teórica a compresión, independientemente del tipo de conexión, será determinada en el presente trabajo, considerando según FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000) un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*), tomando *el menor valor entre los estados límites de pandeo flexional y pandeo flexo-torsional o torsional*; por este motivo no se consideran las deformaciones respectivas a estos estados límites.

Las siguientes expresiones podrán ser empleadas de igual manera tanto para un *análisis de tipo estático no lineal* como para un *análisis de tipo lineal* (COVENIN-MINDUR 1618:1998), pero empleando para este último el valor de F_y en lugar de F_{ye} .

Capacidad de resistencia teórica a compresión (N_t):

$$N_t = kAF_{cr} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

a.1) Esfuerzo crítico teórico por *pandeo flexional*:

$$\text{Si } \lambda_c \sqrt{\Phi_{as}} \leq 1.5 \Rightarrow F_{cr} = \Phi_{as} (0.658^{\Phi_{as}\lambda_c^2}) F_{ye} \quad (\text{Ec. 4.1.1})$$

$$\text{Si } \lambda_c \sqrt{\Phi_{as}} > 1.5 \Rightarrow F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_{ye} \quad (\text{Ec. 4.1.2})$$

$$\text{donde: } \lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_{ye}}{E}}$$

$$(\text{Ec. 4.1.3})$$

a.2) Esfuerzo crítico teórico por *pandeo torsional o flexo-torsional*:

$$\text{Si } \lambda_e \sqrt{\Phi_{as}} \leq 1.5 \Rightarrow F_{cr} = \Phi_{as} (0.658^{\Phi_{as}\lambda_e^2}) F_{ye} \quad (\text{Ec. 4.1.4})$$

$$\text{Si } \lambda_e \sqrt{\Phi_{as}} > 1.5 \Rightarrow F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_e^2} F_{ye} \quad (\text{Ec. 4.1.5})$$

$$\text{donde: } \lambda_e = \sqrt{\frac{F_{ye}}{F_e}} \quad (\text{Ec. 4.1.6})$$

Para perfiles doblemente simétricos o de simetría puntual, como los perfiles IPN, el esfuerzo de pandeo elástico F_e es igual al esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión, $F_e = F_{ez}$.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(k_z L_t)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{Ec. 4.1.7})$$

donde:

F_{cr} : esfuerzo crítico de pandeo elástico.

F_e : esfuerzo de pandeo elástico.

$F_{ye} = R_y F_y$ resistencia mínima esperada a la cedencia del acero empleado. Emplear F_y en el caso de análisis de tipo lineal.

E: módulo de elasticidad del acero empleado.

G: módulo de corte del acero empleado.

J: constante de torsión.

I_x, I_y : momentos de inercia con respecto a los ejes principales.

A: área total de la sección transversal del miembro, cm^2 .

C_w : constante de alabeo.

Φ_{as} : factor de reducción por efecto de pandeo local.

k: factor de conocimiento.

k: factor de longitud efectiva en un miembro prismático (K) determinado según la Sección II.10. Particularmente, cuando se trate de un estudio exclusivamente plano, el factor de longitud efectiva dependerá del eje de inercia principal que coincida con el eje de pandeo del miembro (k_x ó k_y); sin embargo, en general es necesario considerar la posibilidad de pandeo respecto a ambos ejes de inercia principales, especialmente cuando el miembro presente dos longitudes libres de pandeo distintas, el factor de longitud será el que corresponda a la máxima relación de esbeltez, ($k=k_x$ si $k_x L_x / r_x \geq k_y L_y / r_y$, ó $k=k_y$ si $k_x L_x / r_x < k_y L_y / r_y$).

k_z : según se expone en el Comentario del Capítulo E, Sección E4, de *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), este factor puede tomarse conservadoramente como $K_z = 1.0$. Para mayor precisión, $K_z = 0.5$ cuando ambos extremos de la columna poseen una conexión que restringe el alabeo, por ejemplo, al encerrar el extremo en una longitud a lo menos igual que la profundidad del miembro. Cuando uno de los extremos está restringido al alabeo y el otro extremo está libre para alabeo, entonces $K_z = 0.7$.

r: radio de giro que controle respecto al plano de pandeo (r_x ó r_y).

L: distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro, que controle respecto al plano de pandeo.

L_t : longitud efectiva por pandeo torsional.

λ_c : Parámetro de esbeltez de una columna que separa el dominio del pandeo elástico del inelástico.

λ_e : Parámetro de esbeltez equivalente.

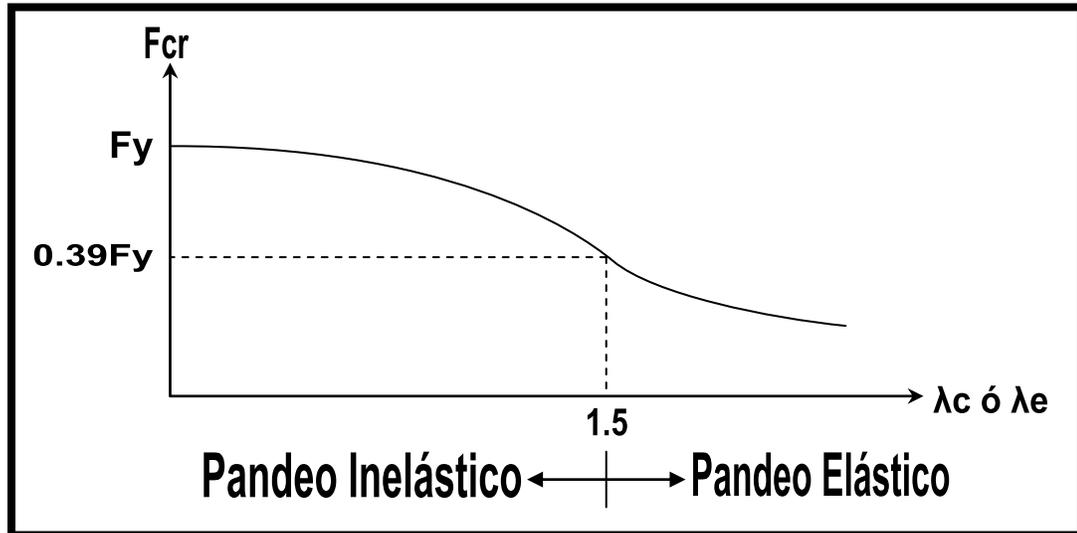


Figura 34. Curva de esfuerzo crítico de pandeo de Columnas de acero estructural según el parámetro de esbeltez, para $\Phi_{as}=1$.

II.11.3 Miembros sometidos a Corte

Tal y como se explicó anteriormente en la Sección II.6, en todo miembro que no haya excedido su capacidad a corte, para determinar el cortante en un miembro donde se espere un mecanismo de falla por la formación de articulaciones plásticas (para análisis plástico), basta con resolver las ecuaciones de equilibrio estático del diagrama de cuerpo libre del miembro considerado; debiendo considerarse las cargas que den origen a tales articulaciones, y las condiciones reales de apoyo y transferencia de cargas. Evidentemente, el momento máximo que puede alcanzar el miembro es el momento plástico ($M_p=ZF_y$), el cual se desarrollará en aquella sección transversal donde se considera la formación de articulación plástica. Por ejemplo en una viga en cantiliver con una carga puntual en su extremo libre, ver Figura 23 de la Sección II.6, el cortante que se obtiene de aplicar el procedimiento antes expuesto es $V=M_p/L$. Análogamente para una viga doblemente empotrada y sometida a deflexión en un extremo, ver Figura 46 de la siguiente Sección II.11.4, se encuentra que $V=2M_p/L$; donde dicha figura representa a una *viga con conexiones TR sometida a la deformación lateral del pórtico*; y siendo ésta configuración la que se considera como idealización en la presente Sección para representar la deformación de vigas en pórticos.

De lo anterior se desprende que el diseño de un miembro tipo viga por lo general depende de los esfuerzos normales (σ) debidos a los momentos flectores; no obstante, en el caso de miembros cortos y robustos como es el caso de las llamadas vigas eslabón, los esfuerzos cortantes (τ) son particularmente importantes.

Cuando en una viga eslabón gobierna el *cortante por flexión* la capacidad de resistencia será el cortante que se origina cuando se alcanza el momento plástico en la viga ($V=2M_p/L$), donde (L) es la longitud de la viga

eslabón y $M_p = F_y \cdot Z_x$; sin embargo, cuando gobierna la cedencia por *cortante puro*, la capacidad de resistencia será la del cortante por cedencia ($V = V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$).

Si se tiene que la longitud de una viga es precisamente ($L = 2M_p/V_p$), se tendrá consecuentemente que el *cortante por flexión* ($V = 2M_p/L$) igualará al *cortante puro* ($V = V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$); es decir, ($V = 2M_p/L = V_p$). Si se tiene ahora que la longitud de una viga es precisamente ($L = 1.6M_p/V_p$), se tendrá que el *cortante por flexión* ($V = 2M_p/L$) excederá en un 25% al *cortante puro* ($V = V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$); es decir, ($V = 2M_p/L = 1.25V_p$).

De lo anterior se desprende que, una vez fijadas las propiedades materiales (F_y) y las propiedades geométricas (A_w, Z_x), el cortante cedente por *corte puro* ($V = V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$) queda perfectamente definido; mientras que para el *cortante cedente por flexión* ($V = 2M_p/L$), aún es necesario definir la longitud de la viga eslabón (L). Evidentemente, mientras mayor sea la longitud (L), menor será el cortante cedente por flexión ($V = 2M_p/L$). Sin embargo, la longitud de la viga eslabón (L) no afecta al cortante cedente por *corte puro* ($V = V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$). De esta manera puede expresarse el cortante cedente por *corte puro* como una función $V = V_p = f(F_y, A_w)$ y el *cortante cedente por flexión* como una función $V = 2M_p/L = f(F_y, Z_x, L)$.

Particularmente, cuando se satisface que la longitud no arriostrada de una viga es $L \leq 1.6M_p/V_p$; entonces, la viga se puede tratar como una *viga eslabón corta*, y la capacidad de la viga estará gobernada por los esfuerzos de corte (τ) y la deformación angular debida al cortante puro (γ).

Sin embargo, el cortante puro y por flexión determinados de esta forma son ciertos, mientras la viga eslabón no esté sujeta a esfuerzos significativos debidos a fuerzas axiales.

Al respecto, en la norma COVENIN 1618:98, en su artículo 13.2.5.1 *Efectos de la fuerza normal*, se señala que puede despreciarse el efecto de fuerzas normales la capacidad de las vigas eslabón, siempre y cuando la

fuerza mayorada N_u sea menor o igual a $0.15N_y$, donde $N_y=AF_y$; es decir, si $(N_u \leq 0.15N_y)$ puede despreciarse los efectos de fuerzas normales.

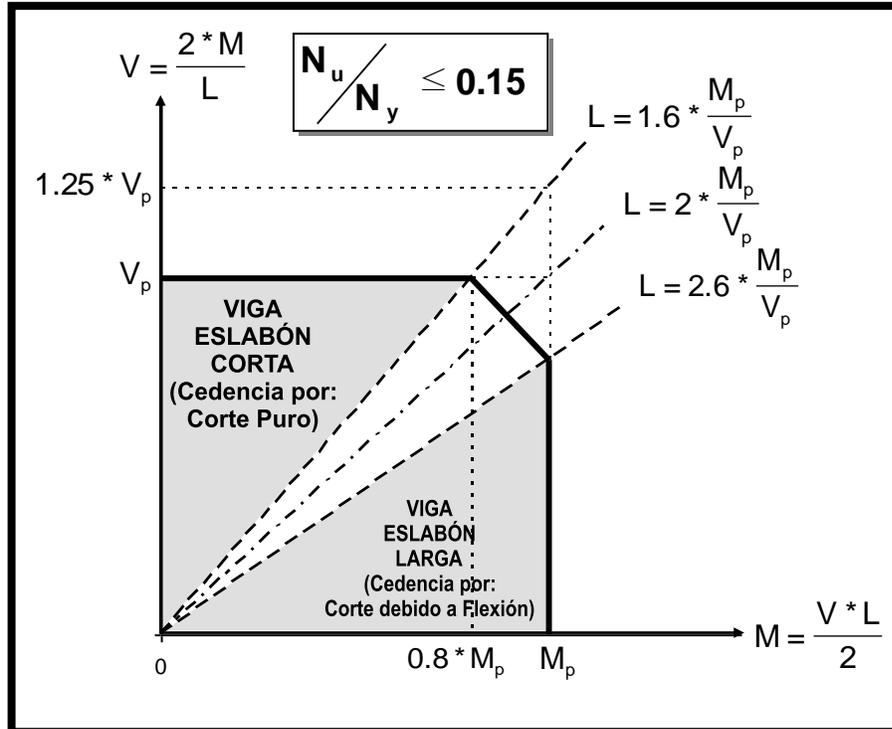


Figura 35-1. Diagrama de la Capacidad Teórica de Corte-Momento de una Viga Eslabón cuando la fuerza axial satisface que $(N_u \leq 0.15N_y)$.

No obstante, cuando $(N_u > 0.15N_y)$ en las vigas eslabón, la norma COVENIN 1618:98 considera una reducción de ambas capacidades en función a la relación (N_u/N_y) . Para la capacidad de resistencia teórica al cortante por cedencia, la reducción por efectos de fuerzas normales será según una forma de arco elíptico $\sqrt{1 - (N_u/N_y)^2} \cdot V_p$, mientras que para la capacidad de resistencia del cortante derivado del momento plástico la reducción será según la relación lineal $1.18 \cdot (1 - N_u/N_y) \cdot (2M_p/L)$; donde lógicamente esta última tiene una mayor tendencia de decrecimiento.

De esta manera, al considerar los efectos de fuerzas normales, puede expresarse ahora el cortante cedente por *corte puro* como una función $V=V_p=f(F_y, A_w, N_u/N_y)$ y el *cortante cedente por flexión* como una función $V=2M_p/L=f(F_y, Z_x, N_u/N_y, L)$.

En realidad, en el intervalo ($N_u \leq 0.15N_y$) se tiene una disminución máxima del (1%) en el cortante cedente debido al corte puro; es decir, $99\%(0.6 * F_y * A_w) \leq V \leq (0.6 * F_y * A_w)$.

Específicamente, para el valor máximo de ($N_u=0.164N_y$) se tendría que $1.18 * (1 - N_u/N_y) = \sqrt{1 - (N_u/N_y)^2} = 1$; y consecuentemente, tanto para el cortante cedente por corte puro como para el cortante cedente por flexión pueden despreciarse los efectos de fuerzas normales.

Mientras que si ($N_u=0.15N_y$) se tendría más bien que $1.18 * (1 - N_u/N_y) = 1.003 \approx 1.00$ y $\sqrt{1 - (N_u/N_y)^2} = 0.989 \approx 0.99$; lo que implica que la norma tiene como aceptable obviar los efectos de fuerzas normales con un error máximo aproximado del (1%) del cortante cedente teórico por corte puro, y casi sin error para el cortante cedente por flexión. Entonces para ($N_u=0.15N_y$) se aceptará que ($V=2M_p/L=V_p$).

Se demuestra entonces que cuando se consideran los efectos de las fuerzas axiales ($N_u > 0.15N_y$) se tiene que la capacidad resistente del cortante derivado del momento plástico es menor que la capacidad de resistencia del cortante derivado del corte puro cedente; es decir, $1.18 * (1 - N_u/N_y) * V_p < \sqrt{1 - (N_u/N_y)^2} * V_p$.

En el programa de análisis estructural SAP2000 v.12 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)) no permite recrear rótulas plásticas por corte (“Hinges” V2 y V3) que consideren los efectos de las fuerzas axiales; por esta razón se conviene que cuando ($N_u > 0.15N_y$) se podrá despreciar la capacidad por corte puro, y asumir consecuentemente que la condición que gobierna es la de flexión (ver Sección II.11.4).

Como consecuencia de lo anterior, para determinar la capacidad de resistencia y deformación debida al cortante puro, necesariamente se debe tener que el miembro puede estar solicitado axialmente como máximo hasta el límite ($N_u \leq 0.15N_y$).

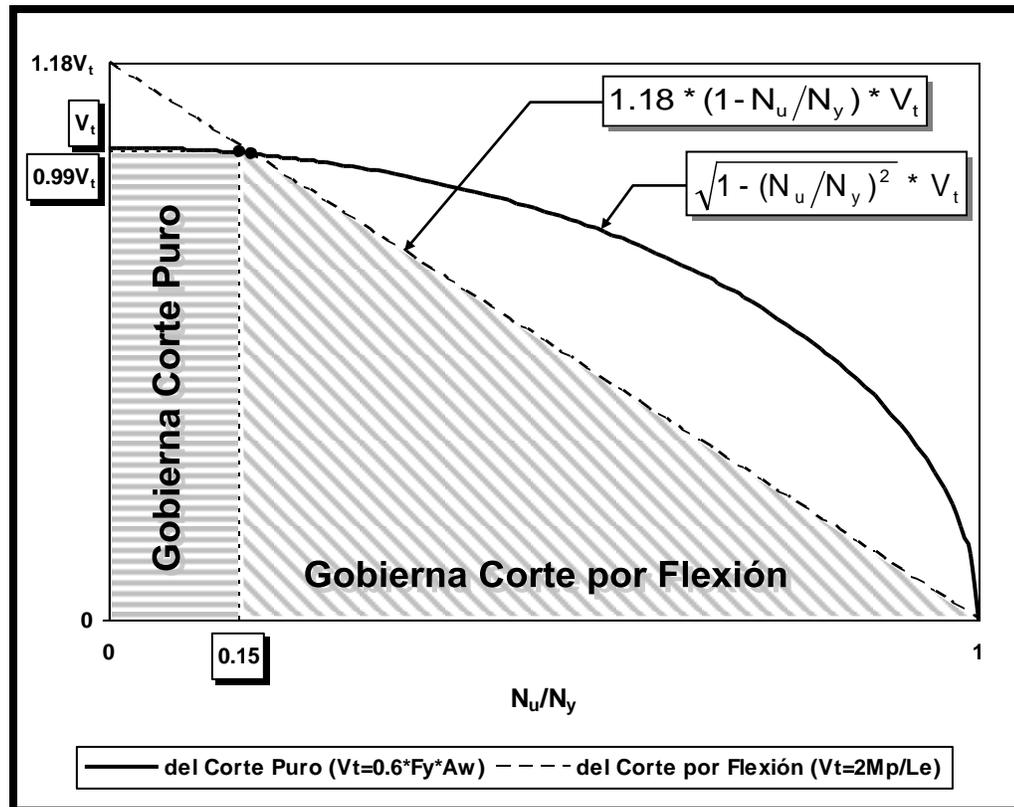


Figura 35-2. Variación de la Capacidad de Resistencia Teórica al Cortante Puro y al Cortante debido a la Flexión, según efectos derivados de fuerzas axiales.

Como se explicará más adelante, la capacidad de deformación exclusiva al corte de los miembros depende tanto de la rigidez a corte (GA) de las secciones del miembro a lo largo de éste (alma rigidizada o no) como de la rigidez a flexión (EI). Además, tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se considera que la deformación cedente gobernada por el corte en una viga se presenta cuando la longitud de esta es sustancialmente reducida (corta) respecto a su altura; por lo que en ambos

documentos se consideran las *vigas eslabón cortas* como el tipo de miembros representativos para determinar la capacidad de deformación gobernada por corte.

En razón a lo anterior, y atendiendo a lo expuesto en FEMA 273 (ATC, 1997a), FEMA 356 (ASCE, 2000), COVENIN 1618:98, y otras que se expondrán más adelante, la resistencia teórica a corte eje de inercia mayor derivada exclusivamente de los esfuerzos cortantes, *independientemente del tipo de conexión*. Particularmente para la ejecución de análisis de tipo no lineal, será determinada esta capacidad de resistencia en el presente Trabajo considerando dos posibles comportamientos (*Fuerza Controlada* ó *Deformación Controlada*), dependiendo de la relación (h/t_w), y la longitud no arriostrada del miembro. Para el eje de menor inercia para la ejecución de análisis de tipo no lineal, y como se justifica al final de esta Sección, se conviene en el presente Trabajo considerará solo un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*). En el caso de análisis de tipo lineal, sólo se considerará un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*), independientemente del eje de inercia.

A) Capacidad de resistencia teórica al corte (V_t):

a.1) Eje de mayor inercia, ($k_v=5$):

(*Deformación Controlada*), para miembros de alma no rigidizada, con una relación ($h/t_w \leq 2.4\sqrt{E/F_y}$), será:

$$V_{tX} = 0.55F_{ye}A_wC_v \quad (\text{Ec. 5.1})$$

(*Fuerza Controlada*), para miembros de alma no rigidizada, con una relación ($2.4\sqrt{E/F_y} < h/t_w \leq 260$) y ($k_v=5$), será:

$$V_{tX} = k0.55F_{ye}A_wC_v \quad (\text{Ec. 5.1.a})$$

Para *análisis de tipo lineal*³² (COVENIN 1618:1998), para miembros de alma no rigidizada, con una relación ($h/t_w \leq 260$), será:

$$V_{tX} = k0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Ec. 5.1.a})$$

donde:

$$A_w = d * t_w \quad (\text{Ec. 5.1.1})$$

para $(h/t_w \leq 2.4\sqrt{E/F_y})$ y ($k_v=5$)

Corte por *cedencia* del alma:

$$C_v = 1 \quad (\text{Ec. 5.1.2})$$

para $(2.4\sqrt{E/F_y} < h/t_w \leq 3\sqrt{E/F_y})$ ³³

Corte por *pandeo inelástico* del alma, ($0.8 \leq C_v < 1$):

$$C_v = \frac{2.4\sqrt{E/F_y}}{h/t_w} \quad 34 \quad (\text{Ec. 5.1.3})$$

para $(3\sqrt{E/F_y} < h/t_w \leq 260)$

Corte por *pandeo elástico* del alma, ($C_v < 0.8$):

$$C_v = \frac{7.38E}{(h/t_w)^2 F_y} \quad 35 \quad (\text{Ec. 5.1.4})$$

³² Tal y como se expone en la Subsección 1.7 del Anexo 1 de *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b): la resistencia de corte plástico de $0.6F_y A_w$ es una liberalización de la $0.55F_y A_w$ utilizada anteriormente en las Especificaciones ASD de 1989 y que era recomendada en ASCE (1971) basada en una extensa investigación.

³³ Estos límites de esbeltez que pueden ser obtenidos de $(1.10\sqrt{k_v * E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v * E/F_y})$, según la Sección G2.1(b) de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), si se toma como coeficiente de pandeo del alma ($k_v=5$); el cual es válido para almas no rigidizadas con $h/t_w < 260$.

³⁴ Este valor de C_v puede ser obtenido de $(C_v = 1.10\sqrt{k_v * E/F_y} / h/t_w)$, según la Sección G2.1(b) de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), si se toma como coeficiente de pandeo del alma ($k_v=5$); el cual es válido para almas no rigidizadas con $h/t_w < 260$.

La Ecuación 5.1 y Ecuación 5.3 son consistentes con el esfuerzo cortante máximo aproximado $\tau_{xy \text{ máx}} \approx 0.6F_y$ de resistencia cedente señalado en la Ecuación e-12.2, salvo que incluyen un coeficiente de corte C_v , el cual permite considerar una reducción de la capacidad cortante por efecto de pandeo por corte.

a.2) Eje de menor inercia, ($k_v=1.2$): (*Fuerza Controlada*)

En la norma COVENIN 1618:1998 no se indican explícitamente las expresiones que determinan la capacidad de vigas respecto a su eje de menor momento de inercia, o simplemente eje débil.

Acogiéndose al capítulo G, apartado G7 *Corte Respecto del Eje Débil en Perfiles con Simetría Simple y Doble*, de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), se tiene que para perfiles de simetría simple o doble cargados respecto a su eje de menor momento de inercia (o eje débil) y sin torsión, la resistencia nominal al corte (V_{TY}), para cada uno de los elementos resistentes al corte se determinará mediante las precedentes Ecuaciones 5.1.2, 5.1.3 y 5.1.4, pero empleando para ello un coeficiente de pandeo de placa por cortante puro ($k_v=1.2$) y la relación de esbeltez de placa ($b_f/2t_f$) en lugar de (h/t_w) .

Se determina la capacidad de resistencia al corte, para cada elemento de perfiles de doble simetría (cada ala, V_{t1} y V_{t2} , del perfil tipo "I"), respecto al eje de menor inercia, y sin considerar efectos de torsión, con una relación $b_f/2t_f \leq 13.8$, mediante las expresiones:

Para cada una de las dos alas de un perfil "I":

$$V_{t1} = V_{t2} = 0.55F_{ye}A_fC_v \quad (\text{Ec. 5.2})$$

³⁵ Este valor de C_v puede ser obtenido de $C_v = \frac{1.51 \cdot k_v \cdot E}{F_y \cdot (h/t_w)^2}$, según la Sección G2.1(b) de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), si se toma como coeficiente de pandeo del alma ($k_v=5$); el cual es válido para almas no rigidizadas con $h/t_w < 260$.

Para análisis de tipo lineal (COVENIN 1618:1998):

$$V_{t1} = V_{t2} = k0.6F_y A_f C_v \quad (\text{Ec. 5.2.a})$$

Despreciando efectos de torsión, puede considerarse que para perfiles tipo “I”, solicitados por corte a través del centro de cortante de la sección transversal, la acción conjunta de ambas alas ($2A_f$) soportan cerca del 100% del cortante total (se asume que cada ala soporta $V/2$); además, al modelar los miembros estructurales como miembros tipo “Frame” en el programa de análisis estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995), las solicitaciones obtenidas sobre cada miembro dependen del punto sobre éstos en donde se ubica la sección transversal considerada, pero sin discriminar respecto a los elementos que componen dicha sección³⁶. La justificación de porqué en el presente trabajo se conviene un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*) para el eje de menor inercia se expondrá más adelante en esta Sección. Por lo tanto, en el presente trabajo se considerarán las siguientes expresiones para representar la resistencia al corte de perfiles tipo “I” respecto al eje de menor inercia:

(*Fuerza Controlada*) para miembros, suponiendo la acción conjunta de las alas de un perfil “I” y un comportamiento frágil:

$$V_{tY} = k1.1F_{ye} A_f C_v \quad (\text{Ec. 5.3})$$

³⁶ Esta suposición es importante dado que, de ser necesario ejecutar un análisis de tipo estático no lineal “Pushover” (con cargas monótonicamente crecientes) en el programa de análisis estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995), es necesario asignar “Hinges” (tr. rótulas o articulaciones) a los miembros tipo “Frame” (tr. pórtico) para representar su capacidad de resistencia (al corte cedente en este caso), y su posible comportamiento dúctil ó frágil; tales “Hinges” consideran la solicitación resultante generada (cortante en este caso) en las secciones transversales de los miembros tipo “Frame” solicitados, justo donde se ubicaron dichos “Hinges”, y no a alguno de los elementos que componen dichas secciones transversales (alas y/o almas en este caso). Por esta razón se empleará la Ecuación 5.3 en lugar de la Ecuación 5.2, para determinar en los “Hinges” la capacidad por corte cedente en los miembros. Los “Hinges” que consideran un comportamiento dúctil (*deformación controlada*) se definen mediante la capacidad cedente y una curva de esfuerzo-deformación idealizada.

Vale la pena aclarar que en realidad los “Hinges” actúan más como “fusibles” que como articulaciones o rótulas plásticas propiamente dichas; dado que pueden emplearse además para representar el comportamiento de una falla frágil (ductilidad limitada o inexistente).

Para análisis de tipo lineal (COVENIN 1618:1998):

$$V_{tY} = k1.2F_y A_f C_v \quad (\text{Ec. 5.3.a})$$

donde:

$$A_f = b_f * t_f \quad (\text{Ec. 5.3.1})$$

$$\text{para } (b_f/2t_f \leq 1.2\sqrt{E/F_y})$$

Corte por *cedencia* de alas:

$$C_v = 1 \quad (\text{Ec. 5.3.2})$$

$$\text{para } (1.2\sqrt{E/F_y} < b_f/2t_f \leq 1.5\sqrt{E/F_y}) \quad ^{37}$$

Corte por *pandeo inelástico* de alas, ($0.8 \leq C_v < 1$):

$$C_v = \frac{1.2\sqrt{E/F_y}}{b_f/2t_f} \quad ^{38} \quad (\text{Ec. 5.3.3})$$

$$\text{para } (b_f/2t_f > 1.5\sqrt{E/F_y})$$

Corte por *pandeo elástico* de alas, ($C_v < 0.8$):

$$C_v = \frac{1.812E}{(b_f/2t_f)^2 F_y} \quad ^{39} \quad (\text{Ec. 5.3.4})$$

donde:

$$F_{ye} = R_y F_y$$

³⁷ Estos límites de esbeltez que pueden ser obtenidos de $(1.10\sqrt{k_v * E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v * E/F_y})$, según la Sección G2.1(b) de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), si se toma como coeficiente de pandeo del ala ($k_v=1.2$); valor para cual no se indica específicamente un valor máximo límite para la relación de aspecto o esbeltez $b_f/2t_f$.

³⁸ Este valor de C_v puede ser obtenido de $(C_v = 1.10\sqrt{k_v * E/F_y} / h/t_w)$, según la Sección G2.1(b) de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), si se toma como coeficiente de pandeo del ala ($k_v=1.2$) según la Sección G7 *op.cit.*; valor para cual no se indica específicamente un valor máximo límite para la relación de aspecto o esbeltez $b_f/2t_f$.

³⁹ Este valor de C_v puede ser obtenido de $C_v = \frac{1.51 * k_v * E}{F_y * (h/t_w)^2}$, según la Sección G2.1(b) de las Especificaciones ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), si se toma como coeficiente de pandeo del ala ($k_v=1.2$) según la Sección G7 *op.cit.*; valor para cual no se indica específicamente un valor máximo límite para la relación de aspecto o esbeltez $b_f/2t_f$.

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.

R_y : factor de modificación.

E : módulo de elasticidad del acero empleado.

d : altura total del miembro.

h : distancia libre entre las alas.

b_f : ancho del ala.

t_f : espesor del ala.

t_w : espesor del alma.

C_v : coeficiente de corte que expresa la relación de la tensión crítica del alma, según la teoría de pandeo lineal, y la tensión de cedencia por cortante del material del alma. Ecuaciones 5.3.2 a 5.3.4.

k_v : coeficiente de pandeo de placa por cortante puro.

k : factor de conocimiento.

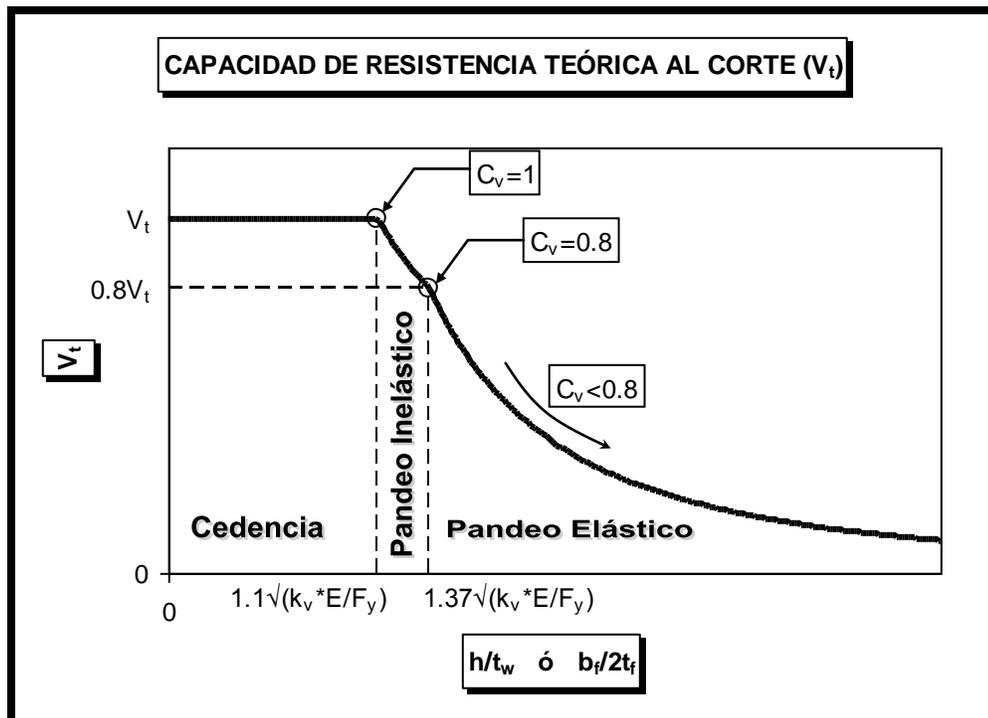


Figura 35-3. Variación de la Capacidad de Resistencia al Corte en función a la esbeltez de sus elementos.

B) Capacidad de deformación teórica al corte cedente (Δ_y):

En el programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995), por defecto se determina la deformación por cortante en los “Hinges” (articulaciones o rótulas) asumiendo que la deformación debida a corte es análoga al de una *viga eslabón corta*, para lo cual adopta el valor de rotación cedente ($\theta_y=0.01$ radianes) tomado de la nota 3 de la tabla 5-8, de FEMA 273 (ATC, 1997a), y como “Factor de Conocimiento” el valor de $k=1$; recordando que el SAP2000 no permite modificar la capacidad cedente de rotación en los “Hinges”.

Las vigas eslabón o de enlace están presentes principalmente en pórticos con arriostramientos excéntricos. Tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se definen pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF⁴⁰ por sus siglas en inglés) como pórticos con arriostramientos donde las líneas de acción de los componentes no se intersectan en un punto simple y la distancia (“L” en la Figura 35) entre los puntos de intersección, o excentricidad, excede el ancho del miembro más pequeño conectado a dicha unión. El segmento del componente entre dichos puntos es definido como el componente vínculo (*viga eslabón*) con una longitud libre igual a la excentricidad. La siguiente figura ilustra algunas configuraciones típicas de pórticos con arriostramientos excéntricos.

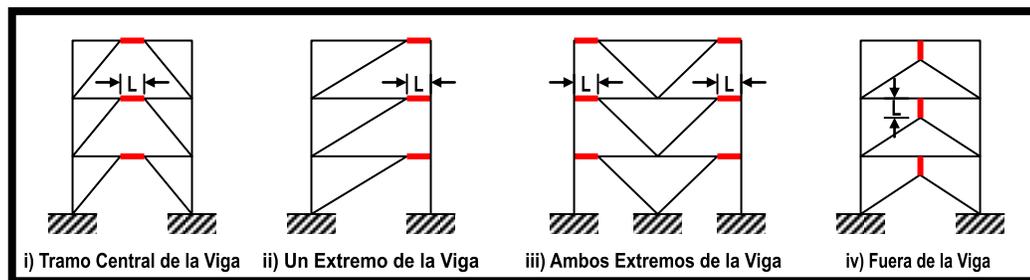


Figura 35. Ubicación de vigas eslabón, de longitud (L), en algunas de las configuraciones más comunes de pórticos con arriostramientos excéntricos. Ajustado a las figuras 5-1 y 5-2 del documento *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, Crisafulli, Francisco J., (s.f.), p.55, y a la figura C-13.1 del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998.

⁴⁰ EBF: Eccentric Braced Frames.

Usualmente las vigas eslabón presentan rigidizadores o atiezos en la conexión de sus extremos, así como también en su tramo libre; debido a esto, su deformación relativa respecto a las conexiones en sus extremos parece ser lo suficientemente pequeña como para asumir que tales conexiones son de tipo TR (Totalmente Rígidas). Ni en FEMA 273 (ATC, 1997a) ni en FEMA 356 (ASCE, 2000), se hace distinción explícita del tipo de conexión que presenta una viga eslabón; sin embargo, se evidencia que asumen conexiones tipo TR para las vigas eslabón, por cuanto la capacidad por cortante derivado de la flexión por la formación de articulación plástica la expresan como $V=2M/L$ (Ver Figura 46 de la siguiente Sección II.11.4). Cuando el pórtico está sometido a los efectos de la acción sísmica, en la viga eslabón se presentan elevados esfuerzos de flexión y corte puro. Consecuentemente, si se considera el diagrama de cuerpo libre de una viga eslabón, se tiene que:



Figura 36. Diagrama de cuerpo libre de una viga eslabón.

El incremento de los esfuerzos de flexión y corte puro pueden dar origen a una de las siguientes dos condiciones de cedencia; o la formación de rótulas plásticas debidas a la flexión en los extremos, ó la formación de una rótula de corte puro por la cedencia del alma debido al esfuerzo cortante.

Dado que la relación entre los esfuerzos de flexión y corte define el comportamiento de la viga eslabón; si se asume entonces que en el alma de la viga ocurre simultáneamente plastificación por flexión y rótula por corte puro (condición de *cedencia balanceada*), se obtiene la expresión:

$$V_t = 2M_t/L$$

donde:

M_t : momento plástico teórico del alma para vigas (Ecuación 6.1.aa ó Ecuación 6.1.c2, según sea el caso)

V_t : cortante teórico de cedencia en el alma (Ecuación 5.1. ó Ecuación 5.1.a, según sea el caso)

L: longitud de la viga eslabón.

Tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se distinguen tres tipos de vigas eslabón según la longitud (L) de estas (cortas, intermedias y largas). Para dicha clasificación se establecen los límites de $L = \frac{1.6M_t}{V_t}$ y $L = \frac{2.6M_t}{V_t}$, y que según se expone en FEMA 274 (ATC, 1997b), tales límites están basados sobre observaciones empíricas.

Tal y como se señala en la página 57 del documento *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, Crisafulli, Francisco J., (s.f.), debido, principalmente, al endurecimiento de post-cedencia, las vigas eslabón cortas con rigidizadores pueden desarrollar una capacidad a corte puro de $1.5V_t$; y se recomienda que el momento en los extremos no exceda el valor $1.2M_t$, para evitar problemas de fractura por fatiga de bajo ciclaje. Debido a esto, de la condición de *cedencia balanceada* para el alma de las vigas eslabón, puede considerarse vigas eslabón corta cuando se satisface que:

$$L \leq \frac{2 * (1.2M_t)}{1.5V_t} = \frac{1.6M_t}{V_t} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

donde:

M_t : momento plástico teórico del alma para vigas (Ecuación 6.1.aa ó Ecuación 6.1.c2, según sea el caso)

V_t : cortante teórico de cedencia en el alma (Ecuación 5.1. ó Ecuación 5.1.a, según sea el caso)

L: longitud de la viga eslabón.

Reacomodando la expresión anterior se tiene que:

$$V_t \leq 0.8 \left(\frac{2M_t}{L} \right) \quad (\text{Ec. 5.4.1})$$

De aquí se desprende que la capacidad al corte de una viga eslabón, se acepta que está gobernada por el cortante puro cedente (V_t), sólo si este es como mínimo un 20% menor a la capacidad por corte derivado de la flexión cedente por la formación de articulación plástica ($2M_t/L$) ó condición de *fluencia balanceada*. Debido a que la longitud resultante de estas vigas eslabón es sustancialmente reducida (corta) respecto a su altura, es que se denominan estas como *vigas eslabón cortas*.

Consecuentemente, tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se consideran a las *vigas eslabón cortas* como el tipo de miembros representativos para determinar la capacidad de deformación gobernada por corte puro; y que la deformación está gobernada por la resistencia al cortante puro si se verifica que para la longitud (L) de dicha viga satisface:

$$L \leq \frac{1.6M_t}{V_t} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

Por simplicidad, en lo sucesivo en esta Sección se entenderá el caso de cortante puro cedente simplemente como corte puro o cortante puro (V_t), y el caso de la flexión por la formación de articulación plástica simplemente como flexión ($2M_t/L$).

Adicionalmente, para valores de $\frac{1.6M_t}{V_t} < L < \frac{2.6M_t}{V_t}$ se asume, tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), que la deformación empieza a estar gobernada por una combinación entre la resistencia al corte puro (V_t) y a la flexión ($2M_t/L$); y para $L \geq \frac{2.6M_t}{V_t}$ ya la deformación está básicamente gobernada por la resistencia a flexión ($2M_t/L$). No obstante, dado que lo que se pretende en esta sección es determinar la deformación gobernada por la resistencia al corte puro, estos dos últimos

casos mencionados anteriormente no serán tomados en cuenta; y sólo se enfocará a la condición de $L \leq \frac{1.6M_t}{V_t}$.

Seguidamente, tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), la deformación angular cedente (θ_y) es expresada como:

$$\theta_y = \frac{V_t}{K_e L} \quad (\text{Ec. 5.5})$$

donde:

$$\frac{1}{K_e} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \quad (\text{Ec. 5.5.1})$$

L: longitud de la viga eslabón corta.

K_e : rigidez de la viga eslabón.

K_s : rigidez exclusiva a corte de la viga eslabón.

K_b : rigidez exclusiva a flexión de la viga eslabón.

Debido a que tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se considera la curva de deflexión para rotaciones pequeñas es aproximadamente igual a la deformación angular en el eje neutro por su longitud ($\Delta = \theta L$, Ecuación 6.13). De esta manera la deformación de una *viga eslabón corta* gobernada por cortante puro se puede expresar como:

$$\theta_y = \frac{V_t}{K_e L} = \frac{V_t}{L} * \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) \quad (\text{Ec. 5.6.1})$$

$$\Delta_y = \frac{V_t}{K_e} = V_t * \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) \quad (\text{Ec. 5.6.2})$$

Aplicando el principio de trabajo virtual considerando exclusivamente la deformación angular debida al cortante puro (deformaciones angulares, $\gamma = \tau/G$) sobre un elemento diferencial de dimensiones dx, dy, dz, del interior de una viga, asumiendo que la curva de deflexión para rotaciones pequeñas

es aproximadamente igual a la deformación angular en el eje neutro, y sin considerar efectos de torsión; se obtienen las siguientes expresiones:

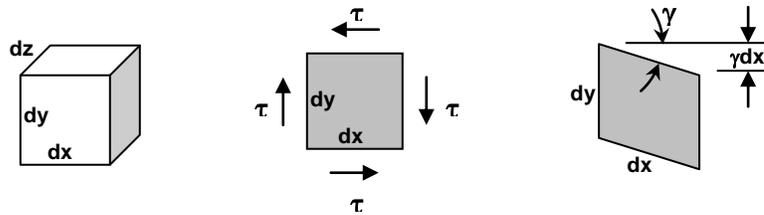


Figura 37. Deformación Angular (γ) de un elemento infinitesimal sometido a esfuerzos de corte (τ).

Esfuerzo cortante (τ) debido al cortante producido por la carga unitaria (V_U):

$$\tau = \frac{V_U Q}{I b} \quad (\text{Ec. 5.7.1})$$

Deformación angular virtual (γ) igual a la debida al cortante producido por la carga unitaria (V_L):

$$\gamma = \frac{V_L Q}{G I b} \quad (\text{Ec. 5.7.2})$$

Donde para ambas expresiones, b es el ancho uniforme de la sección transversal, Q es el primer momento o momento de área de la sección transversal, G es el módulo de cortante, I es el momento de inercia respectivo de la sección transversal.

Igualando ahora el trabajo interno (W_i) con el trabajo externo ($W_E = 1 * \Delta$):

$$W_i = \left(\tau \, dy \, dz \right) (\gamma \, dx) = \int_L \frac{V_U V_L}{G} \left(\frac{1}{I^2} \int_A \frac{Q^2}{b^2} \, dy \, dz \right) dx = W_E = 1 * \Delta \quad (\text{Ec. 5.7.3})$$

Puede obtenerse la siguiente expresión general, que es bastante aproximada a la deflexión debida exclusivamente al corte puro en una viga (Δ) obtenida mediante métodos más precisos de la teoría de la elasticidad:

$$\Delta = \int \frac{V_U V_L}{G A} \, dx \quad (\text{Ec. 5.7.4})$$

El término (f_s) se le conoce como “*factor forma para cortante*”⁴¹ y permite tomar en cuenta la distribución no uniforme de esfuerzos cortantes a través de la sección transversal de la viga. El “*factor forma para cortante*” viene expresado como:

$$f_s = \frac{A}{I^2} \int_A \frac{Q^2}{b^2} dA \quad (\text{Ec. 5.7.5})$$

Es de hacer notar que hasta este punto, se ha referido la deformación de las vigas eslabón cortas al eje de mayor inercia. Ni en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se considera la deformación respecto al eje de menor inercia; sin embargo, se determinará una expresión para la deformación en cuestión con el simple objetivo de verificar, si ciertamente para perfiles IPN, la deformación cedente por corte puro puede despreciarse.

A fin de obtener expresiones más sencillas para el actor “*factor forma para cortante*” de perfiles tipo IPN de SIDOR, respecto a los ejes principales de inercia (f_{sx} y f_{sy}); se consideran como equivalentes los perfiles tipo “I” con todas sus esquinas en ángulo recto, pero conservando las dimensiones d , h , b_f , t_w , de los IPN respectivamente. Las expresiones obtenidas son las siguientes:

El “*factor forma para cortante*” para perfiles “I” respecto al eje de inercia mayor:

$$f_{sx} = \frac{2A}{I_x^2} \left[\frac{b_f}{64} \left(16u^4(u-v) - \frac{32}{3}u^2(u^3-v^3) + \frac{16}{5}(u^5-v^5) \right) + \frac{1}{t_w} \left(w^2v - \frac{t_w}{3}wv^3 + \frac{t_w^2}{20}v^5 \right) \right] \quad (\text{Ec. 5.7.6})$$

donde:

⁴¹ No confundir con el “*factor forma para momento*” (f), definido como $f=M_p/M_y=Z/S$. Ver la Sección II.6.

$$u = \frac{d}{2}$$
$$v = \frac{d - 2t_f}{2}$$
$$w = \frac{b_f}{2}(u^2 - v^2) + \frac{t_w}{2}v^2$$

- d: altura total del perfil "I" empleado.
b_f: ancho de cada ala del perfil "I" empleado.
t_w: espesor del alma del perfil "I" empleado.
t_f: espesor de cada ala del perfil "I" empleado.
I_x: momento de inercia mayor del perfil "I" empleado.
A: área de la sección transversal del perfil "I" empleado.

El "factor forma para cortante" para perfiles "I" respecto al eje de inercia menor:

$$f_{sy} = \frac{A}{I_y^2} \left(\frac{t_f}{480} \left[15b_f^4(b_f - t_w) - 10b_f^2(b_f^3 - t_w^3) + 3(b_f^5 - t_w^5) \right] + \frac{t_w}{960d} \left[60w^2 - 20dt_w^2w + 3d^2t_w^4 \right] \right) \quad (\text{Ec. 5.7.7})$$

donde:

$$w = t_f(b_f^2 - t_w^2) + \frac{d}{2}t_w^2$$

- d: altura total del perfil "I" empleado.
b_f: ancho de cada ala del perfil "I" empleado.
t_w: espesor del alma del perfil "I" empleado.
t_f: espesor de cada ala del perfil "I" empleado.
I_y: momento de inercia menor del perfil "I" empleado.
A: área de la sección transversal del perfil "I" empleado.

Tomando en cuenta las expresiones anteriores y evaluando éstas para perfiles IPN80 al IPN300, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 15

Factor Forma para Cortante (f_s) para cortante en Perfiles IPN, respecto a los ejes principales de inercia

Perfil IPN (CONDUVEN)									Perfil tipo "I" (Equivalente)								
d	b _f	t _f	t _w	EJE FUERTE				EJE DÉBIL									
				A	A _w	A _f	I _x	I _y	I _x	A/A _w	f _{sX}	I _y	A/2A _f	f _{sY}			
mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ²	cm ²	mm	mm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ²	adim	cm ⁴	cm ²	adim
80	42	5.4	4.6	7.66	3.38	2.14	74.9	5.69	7.72	3.18	2.27	75.9	2.4	2.2	6.72	1.7	1.7
100	50	6.8	4.5	10.60	4.11	3.25	170	12.1	10.7	3.89	3.40	172	2.7	2.4	14.2	1.6	1.6
120	58	7.7	5.1	14.20	5.66	4.27	327	21.4	14.3	5.33	4.47	331	2.7	2.4	25.2	1.6	1.6
140	66	8.6	5.7	18.20	7.35	5.43	572	35.1	18.4	7.00	5.68	579	2.6	2.4	41.4	1.6	1.7
160	74	9.5	6.3	22.80	9.35	6.72	934	54.6	22.9	8.88	7.03	944	2.6	2.3	64.5	1.6	1.7
180	82	10.4	6.9	27.90	11.54	8.18	1440	81.2	28.0	10.98	8.53	1460	2.6	2.3	96.0	1.6	1.7
200	90	11.3	7.5	33.40	13.89	9.76	2140	116	33.6	13.31	10.17	2162	2.5	2.3	138	1.7	1.7
240	106	13.1	8.7	46.10	19.43	13.33	4240	220	46.4	18.60	13.89	4287	2.5	2.3	261	1.7	1.7
300	125	16.2	10.8	69.00	30.29	19.35	9790	449	69	28.90	20.25	9888	2.4	2.2	530	1.7	1.7
Promedios:												2.6	2.3	Promedios:		1.6	1.7
												A/A _w ≈ f _{sX}		A/2A _f ≈ f _{sY}			

Consecuentemente con la literatura técnica, se obtuvo que el “factor forma para cortante” para el eje de mayor inercia de perfiles tipo “I” es aproximadamente igual al cociente $f_{sX}=A/A_w$ ⁴²; mientras que para el eje de menor inercia se obtuvo que el “factor forma para cortante” es aproximadamente igual al cociente $f_{sY}=A/2A_f$; valor este que no pudo conseguirse en literatura técnica consultada. Comúnmente es despreciado el diseño por corte de vigas respecto al eje de menor inercia.

Por otro lado, también puede expresarse la deflexión de una viga por corte puro, como el cociente entre el corte (V_t) y su rigidez al corte (K_s):

$$\Delta = \frac{V_t}{K_s} \quad (\text{Ec. 5.8.1})$$

⁴² Según se indica en la Tabla 12-4, de la sub-sección 12.9 Deflexiones por Cortante en Vigas del texto *Mecánica de Materiales. Segunda Edición*, de Gere y Timoshenko, 1986, p.711.

Igualando esta expresión con la obtenida previamente aplicando el principio de trabajo virtual, se tiene que:

$$\Delta = \frac{V_t}{K_s} = \frac{V_t}{\frac{G A}{L f_s}} \quad (\text{Ec. 5.8.2})$$

Con lo que la rigidez al corte puro (K_s) queda expresada como:

$$K_s = \frac{G(A/f_s)}{L} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

Así, la rigidez al corte de perfiles tipo “I” respecto a su eje de inercia mayor y menor (K_{sx} y K_{sy}), quedan expresados respectivamente como sigue:

$$K_{sx} = \frac{GA_w}{L_x} \quad (\text{Ec. 5.9.1})$$

$$K_{sy} = \frac{G(2A_f)}{L_y} \quad (\text{Ec. 5.9.2})$$

Por otra parte, tal y como se evidencia en la expresión ($1/K_e$) ya presentada; tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se asume que el hecho de que la deformación esté gobernada por la resistencia al corte puro no significa que deba ignorarse la contribución de la rigidez a flexión en la deformación total del miembro. En ambos documentos sólo se presenta la expresión para la rigidez a flexión de una *viga eslabón corta* respecto al *eje de inercia mayor*; sin embargo, aplicando el principio de trabajo virtual de manera análoga a como se hizo para la deformación exclusiva por corte puro, puede obtenerse una expresión para el *eje de menor inercia*, y que es análoga a la del eje de mayor inercia. Consecuentemente puede expresarse la rigidez por flexión respecto al *eje de mayor y menor inercia*, respectivamente, mediante las siguientes expresiones:

$$K_{bx} = \frac{12EI_x}{L_x^3} \quad (\text{Ec. 5.10.1})$$

$$K_{bY} = \frac{12EI_Y}{L_Y^3} \quad (\text{Ec. 5.10.2})$$

donde:

L_X : es la longitud libre del miembro según el eje de inercia mayor.

L_Y : es la longitud libre del miembro según el eje de inercia menor.

Sustituyendo ahora en la expresión de la rigidez de la viga eslabón ($1/K_e$) las expresiones correspondientes a la rigidez al corte puro y a la flexión, según los ejes principales de inercia, se obtiene:

$$\frac{1}{K_{eX}} = \frac{1}{K_{sX}} + \frac{1}{K_{bX}} = \frac{L_X}{GA_w} + \frac{L_X^3}{12EI_X} \quad (\text{Ec. 5.11.1})$$

$$\frac{1}{K_{eY}} = \frac{1}{K_{sY}} + \frac{1}{K_{bY}} = \frac{L_Y}{G2A_f} + \frac{L_Y^3}{12EI_Y} \quad (\text{Ec. 5.11.2})$$

Recordando la simplificación ($\theta = \Delta/L$) empleada tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), y dado que ($\Delta = V/K$); entonces, la rotación cedente (θ_y), gobernada por el cortante puro, $L \leq \frac{1.6M_t}{V_t}$,

de una viga eslabón corta de perfil tipo "I" se expresará como:

Eje de inercia mayor, si $L_X \leq \frac{1.6M_{tX}}{V_{tX}}$:

$$\theta_{yX} = \frac{V_{tX}}{K_{eX}L_X} = V_{tX} * \left(\frac{1}{GA_w} + \frac{L_X^2}{12EI_X} \right) \quad (\text{Ec. 5.12.1})$$

Eje de inercia menor, si $L_Y \leq \frac{1.6M_{tY}}{V_{tY}}$:

$$\theta_{yY} = \frac{V_{tY}}{K_{eY}L_Y} = V_{tY} * \left(\frac{1}{G2A_f} + \frac{L_Y^2}{12EI_Y} \right) \quad (\text{Ec. 5.12.2})$$

Al considerarse que la cedencia de la viga eslabón corta es gobernada por corte puro, la principal contribución al valor de la rotación cedente total

(θ_y) en las dos expresiones anteriores se desprende fundamentalmente del primer término dentro del paréntesis; por lo que al desprestigiar el segundo término dentro del paréntesis, se puede estimar el valor de rotación cedente total como igual al valor de la deformación angular cedente ($\theta_y \approx \gamma_y$).

Evaluando las expresiones anteriores para perfiles IPN80 a IPN300⁴³, considerando como longitud máxima, $L = \frac{1.6M_t}{V_t}$, para la cual puede considerarse que la deformación del miembro está gobernada por el corte puro, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 16

Máxima Deformación Cedente Gobernada por Corte Puro en Perfiles IPN, Respecto al Eje de Mayor y Menor Momento de Inercia

Máxima Deflexión Cedente Gobernada por Corte en Viga Eslabón - Eje de Mayor Momento de Inercia										
Perfil IPN	C_v	$V_{tx}=0.6 \cdot F_{ye} \cdot A_w \cdot C_v$	$K_{sx}=A_w \cdot G/L_x$	$M_{tx}=F_{ye} \cdot Z_x$	$K_{bx}=12 \cdot E \cdot I_x/L_x^3$	K_{ex}	$L_x=1.6M_{tx}/V_{tx}$	$\Delta_{yx}=V_{tx}/K_{ex}$	$\theta_{yx}=\Delta_{yx}/L_x$	L_x/d
	adim	Kgf	Kgf/cm	Kgf-cm	Kgf/cm	Kgf/cm	cm	cm	rad	adim
80	1	5580	157524	60500	361576	109723	17.35	0.051	0.003	2.2
100	1	6776	129685	108350	255781	86054	25.59	0.079	0.003	2.6
120	1	9337	153782	173525	313466	103169	29.73	0.091	0.003	2.5
140	1	12123	173087	259875	357253	116597	34.30	0.104	0.003	2.4
160	1	15435	196409	371250	412970	133104	38.48	0.116	0.003	2.4
180	1	19035	217976	508750	464033	148309	42.76	0.128	0.003	2.4
200	1	22915	236599	679250	505496	161165	47.43	0.142	0.003	2.4
240	1	32065	280464	1122000	608866	192015	55.99	0.167	0.003	2.3
300	1	49979	367730	2079000	836803	255466	66.56	0.196	0.003	2.2

Máxima Deflexión Cedente Gobernada por Corte en Viga Eslabón - Eje de Menor Momento de Inercia										
Perfil IPN	C_v	$V_{ty}=0.6 \cdot F_{ye} \cdot (2 \cdot A_t) \cdot C_v$	$K_{sy}=2 \cdot A_t \cdot G/L_y$	$M_{ty}=F_{ye} \cdot Z_y$	$K_{by}=12 \cdot E \cdot I_y/L_y^3$	K_{ey}	$L_y=1.6M_{ty}/V_{ty}$	$\Delta_{yy}=V_{ty}/K_{ey}$	$\theta_{yy}=\Delta_{yy}/L_y$	L_y/b_f
	adim	Kgf	Kgf/cm	Kgf-cm	Kgf/cm	Kgf/cm	cm	cm	rad	adim
80	1	7059	1184932	12870	5775827	983221	2.92	0.007	0.002	0.7
100	1	10714	1559974	22523	8014305	1305801	3.36	0.008	0.002	0.7
120	1	14093	1768245	34375	9071787	1479806	3.90	0.010	0.002	0.7
140	1	17907	1982653	49500	10223484	1660609	4.42	0.011	0.002	0.7
160	1	22185	2191032	68750	11287195	1834856	4.96	0.012	0.002	0.7
180	1	27000	2414699	92400	12464418	2022823	5.48	0.013	0.002	0.7
200	1	32195	2627788	120725	13535589	2200571	6.00	0.015	0.002	0.7
240	1	44000	3051936	194150	15754663	2556667	7.06	0.017	0.002	0.7
300	1	63871	3691277	338250	18598761	3079994	8.47	0.021	0.002	0.7

⁴³ Se asumió: perfiles IPN, de acero PS-25 ($F_y=2500$ Kgf/cm²), $F_{ye}=1.1F_y$, y se obvió el valor del factor de conocimiento k .

De los resultados anteriores se verifica que, cuando la deformación angular cedente de una viga eslabón de perfil tipo "IPN" de SIDOR está gobernada por corte puro, la rotación cedente *respecto al eje de mayor momento de inercia* alcanza el valor máximo de $\theta_{yX}=0.003$ radianes, obtenido éste para un valor de longitud máximo promediado igual a 2.4 veces la altura total del perfil ($L_X=2.4d$); y un valor máximo de $\theta_{yY}=0.002$ radianes *para el eje de menor momento de inercia*, obtenido éste para un valor de longitud máximo promediado que es menor que el ancho del ala perfil ($L_Y=0.7b_f$). Esto último pone de manifiesto el porqué usualmente *se desprecia el diseño de vigas por cortante respecto al eje de menor momento de inercia* ($L_Y \ll L_X$), y en consecuencia no se considerará en el presente Trabajo la deformación debida al cortante puro respecto al eje de menor momento de inercia. De aquí que se conviene en el presente Trabajo considerar la capacidad resistente al corte respecto al eje de menor momento de inercia como un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*).

Por su parte, para el eje de mayor momento de inercia, el valor de rotación cedente 0.003 radianes es significativamente menor al valor de $\theta_y=0.01$ radianes (70% menor) empleado por defecto en el programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995), cuando se trata de un Comportamiento Dúctil (*Deformación Controlada*).

A modo de criterio adicional, si se quiere asegurar una efectiva reacción contra el pandeo por corte en una viga eslabón corta ($L_e \leq 1.6M_p/V_p$), considerando que la magnitud del ángulo de rotación es ($\gamma=0.003\text{rad} \leq 0.02\text{rad}$); se tendrá que para perfiles IPN 80 a IPN 300 ($d \leq 63.5\text{cm}$), la mínima separación entre rigidizadores intermedios a un solo lado del alma es mayor que el 50% de dicha longitud ($a > L_e/2$). De aquí que para estos casos no se requeriría de ningún rigidizador intermedio.

Tabla 17

Rigidizadores Intermedios requeridos para vigas eslabón Cortas de Perfiles IPN de SIDOR, con ($\gamma \leq 0.02 \text{ rad}$) y ($N_u \leq 0.15 N_y$)

Sección (acero PS-25) de SIDOR	d	h	t_w	h/t_w	$(h/t_w \leq 2.4 \sqrt{E/F_y} = 69.56)^{(1)}$ y ($N_u \leq 0.15 N_y$)			
					$\gamma_y \approx \theta_y = 0.003 \text{ rad} \leq 0.02 \text{ rad}$			
					Viga Eslabón Corta	Rigidizadores Intermedios		
					$L_e = L_x \leq 1.6 M_{Ix} / V_{Ix} \approx 2.4 d$	$a \leq (52 t_w - 0.2 d)$	Cant. req. ⁽²⁾	
IPN 80	8 cm	6.0 cm	0.46 cm	13.04	19.20 cm	22.32 cm	$a > L_x$	0
IPN 100	10 cm	7.5 cm	0.45 cm	16.67	24.00 cm	21.40 cm	89% L_x	0
IPN 120	12 cm	9.2 cm	0.51 cm	18.04	28.80 cm	24.12 cm	84% L_x	0
IPN 140	14 cm	10.9 cm	0.57 cm	19.12	33.60 cm	26.84 cm	80% L_x	0
IPN 160	16 cm	12.5 cm	0.63 cm	19.84	38.40 cm	29.56 cm	77% L_x	0
IPN 180	18 cm	14.2 cm	0.69 cm	20.58	43.20 cm	32.28 cm	75% L_x	0
IPN 200	20 cm	15.9 cm	0.75 cm	21.20	48.00 cm	35.00 cm	73% L_x	0
IPN 240	24 cm	19.2 cm	0.87 cm	22.07	57.60 cm	40.44 cm	70% L_x	0
IPN 300	30 cm	24.1 cm	1.08 cm	22.31	72.00 cm	50.16 cm	70% L_x	0

⁽¹⁾ Para el acero PS-25 de SIDOR: $F_y = 2500 \text{ Kgf/cm}^2$ y $E = 2100000 \text{ Kgf/cm}^2$.

⁽²⁾ En las vigas eslabón con $d \leq 63.5 \text{ cm}$., se requieren rigidizadores intermedios solamente a un lado del alma.

Por su parte, para el eje de mayor momento de inercia, el valor de rotación cedente 0.003 radianes es significativamente menor al valor de $\theta_y = 0.01$ radianes (70% menor) empleado por defecto en el programa de cálculo estructural SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Hasta aquí se ha considerado para el eje de mayor momento de inercia, el valor de rotación cedente 0.003 radianes; sin embargo, cuando se trata de un Comportamiento Dúctil (*Deformación Controlada*), el programa de análisis estructural SAP2000 v.12 considera únicamente, y de forma arbitraria, un valor de rotación cedente de $\theta_y = 0.01$ radianes para recrear las articulaciones o rótulas plásticas por corte ("Hinges" V2 y V3), por lo que no permite considerar un valor de rotación cedente distinto a este. De esta forma, en base a los resultados obtenidos, se considerará en el presente Trabajo, que para los miembros de perfiles IPN de SIDOR, solo respecto al eje de mayor momento de inercia, para los cuales se considere que puedan desarrollar un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*) gobernada por el cortante puro, se asumirá como rotación cedente el siguiente valor:

Eje de mayor momento de inercia, si $(h/t_w \leq 2.4\sqrt{E/F_y})$ y $(L_x \leq 2.4d)$:

$$\theta_y = 0.01 \text{ rad} \quad (\text{Ec. 5.13})$$

Si se Incluye ahora el Factor de Conocimiento (k), dado que la resistencia teórica al corte se considera tanto en FEMA 273 como en FEMA 356 mediante un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*), y aplicando a su vez la simplificación $\Delta = \theta L$ (Ecuación 6.13) adoptada (*op. cit.*); se tiene en definitiva que, para un miembro de perfil IPN de SIDOR, la capacidad de deformación cedente (Δ_y) gobernada por cortante puro, sólo respecto al eje de mayor momento de inercia, se expresará como:

Eje de mayor momento de inercia, si $(h/t_w \leq 2.4\sqrt{E/F_y})$ y $(L_x \leq 2.4d)$:

$$\Delta_{yx} = k(0.01L_x) \quad (\text{Ec. 5.14})$$

donde:

Δ_{yx} : es la deflexión cedente del miembro según el eje de inercia mayor.

L_x : es la longitud libre del miembro según el eje de inercia mayor.

k : factor de conocimiento.

Como se señala tanto en la Sección 5.4.2.2 B de FEMA 273 ([ATC, 1997a](#)) como en la Sección 5.5.2.2.2 FEMA 356 ([ASCE, 2000](#)), para las *zonas de panel*, θ_y es la deformación angular por corte en radianes. En consecuencia, se considerará como deformación cedente θ_y , específicamente para la *Zona de Panel* de miembros de perfiles IPN, el mismo valor indicado en la Ecuación 5.13. La resistencia teórica de la zona de panel, R_v , se tomará según lo expuesto en la Sección II.11.6.2.

Deformación angular por corte puro cedente θ_y , para Zona de Panel (ver Sección II.11.6.2):

$$\theta_{yv} = k0.01 \text{ rad} \quad (\text{Ec. 5.15})$$

donde:

k : factor de conocimiento.

II.11.4 Miembros sometidos a Flexión

Esta sección se aplica exclusivamente para secciones de perfiles de acero que presenten almas con una relación $\lambda = h/t_w$ menor o

igual a $\lambda_r = 5.61 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$.

Se verifica que para perfiles IPN300 y menores, se cumple la condición anterior. Además, la viga debe estar cargada en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o la viga está impedida de rotar en los puntos aplicación de las cargas puntuales y en los apoyos.

Se consideran como estados límites de agotamiento resistente los definidos por el *pandeo local de alas y/o almas*, por la *cedencia*, y por el *pandeo lateral torsional*.

El estado límite por *cedencia* se considera para secciones arriostradas lateralmente, donde la *longitud no arriostrada* (L_b) sea menor o igual a la longitud para desarrollar la capacidad de flexión plástica (L_p), y donde se considera el análisis elástico cuando se trate de secciones compactas ($\lambda \leq \lambda_p$), y el análisis plástico cuando se trate de secciones plásticas ($\lambda \leq \lambda_{pd}$). El estado límite de cedencia se considera *tanto para el eje de mayor inercia como para el de menor inercia*.

El estado límite por *pandeo lateral torsional* se considera para *secciones compactas* ($\lambda \leq \lambda_p$) no arriostradas lateralmente, donde la longitud no arriostrada (L_b) sea mayor que la longitud para desarrollar la capacidad de flexión plástica (L_p). Sin embargo, el pandeo lateral torsional se considera *inelástico* mientras la longitud (L_b) no exceda la longitud no arriostrada (L_r). Cuando L_b excede L_r se considera que el pandeo lateral torsional es *elástico*. El pandeo lateral torsional sólo es considerado para el *eje de mayor inercia*.

El estado límite por *pandeo local* se considera para secciones con elementos no compactos ($\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$) o esbeltos ($\lambda > \lambda_r$). Para secciones con

elementos no compactos se considera el *pandeo de alas y/o almas*; y para secciones con *elementos esbeltos* únicamente se considera el *pandeo local de alas*. El *pandeo local de alas* se considera tanto para el *eje de mayor inercia* como para el de *menor inercia*; mientras que para el *alma* sólo se considera para el *eje de mayor inercia*.

De esta manera, *la resistencia de miembros sometidos a flexión será el menor valor (M_t) que se obtenga de analizar los estados límites de agotamiento resistente*.

Para adecuarse a lo expuesto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), para determinar la capacidad a flexión de elementos donde sea despreciable la demanda axial (vigas), o donde no sea despreciable la demanda axial a tracción (tensores, cartelas, o columnas por efecto de volcamiento), se considerará un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*); y deberá emplearse la resistencia esperada a la cedencia (F_{ye}) y el factor de conocimiento k , en la determinación de la capacidad de resistencia a la flexión del miembro. En el caso que no sea despreciable la demanda axial a compresión (columnas), para determinar la capacidad de resistencia a flexión, deberá considerarse igualmente un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*) sólo si la demanda es menor al 50% de la capacidad teórica a compresión del miembro ($N_u/N_t < 0.5$), y deberá emplearse igualmente la resistencia esperada a la cedencia (F_{ye}) y el factor de conocimiento k .

Sin embargo, en el caso de que ($N_u/N_t \geq 0.5$), se deberá asumir un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*), y emplearse la resistencia mínima a la cedencia (F_y) en la determinación de la capacidad de resistencia a la flexión del miembro, mientras que el factor de conocimiento k deberá ser empleado en la determinación de la deformación cedente (que en el caso específico de flexión se refiere a la rotación cedente θ_y).

Es muy importante aclarar además que, cuando se consideran miembros de pórticos con conexiones tipo TR (a diferencia de las conexiones

tipo PR o Flexibles) se asume, no solo que dichas conexiones (conexiones tipo TR) presentan una capacidad de resistencia igual o mayor que la del miembro más débil conectado, sino que también tienen una rigidez tal, que la capacidad de rotación relativa entre dichos miembros conectados sea despreciable. Lo importante de lo anterior radica en el hecho de que, aún cuando la capacidad teórica de resistencia propia de los miembros es la misma, independientemente de las conexiones que posea, ocurre que la capacidad de teórica de deformación (específicamente por flexión), y por ende la forma en que flecta, está condicionada por la capacidad de rotación (o rigidez) de las conexiones involucradas. Por esta razón, cuando para un análisis se va a considerar que la capacidad teórica a flexión de un miembro (viga o columna) se regirá bajo un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*); será necesario determinar la correspondiente capacidad teórica de deformación (rotación θ , por tratarse de flexión), atendiendo al tipo de conexiones que presenta el miembro (conexiones tipo TR, PR y Flexibles).

Particularmente, al respecto de las conexiones, la capacidad teórica de resistencia (momento) y deformación (rotación) de éstas, será determinada de acuerdo a la capacidad teórica de resistencia y deformación propia de todos y cada uno de los distintos elementos y medios de unión que conforman en conjunto la conexión (soldaduras, pernos, pasadores, planchas, etc), y de cómo es la transferencia de solicitaciones entre los miembros conectados; pudiendo ser necesario, en el caso de Perfiles I, considerar además la capacidad teórica de resistencia y deformación de la Zona de Panel. Evidentemente, los diversos estados límites que pueden ser considerados para las conexiones, difieren de los considerados para determinar la capacidad teórica de miembros sometidos a flexión; así como también pueden diferir entre conexiones que no sean "idénticas", aún cuando puedan ser clasificadas como un mismo tipo de conexión (conexiones tipo TR, PR y Flexibles). Sobre este particular, de la Sección II.11.6 a la Sección II.11.10, se exponen algunos estados límites adicionales, que son

específicos a estructuras metálicas, y de especial interés por ser pertinentes al tipo de estructuras y conexiones a ser consideradas en el presente trabajo de investigación.

Ahora bien, en cuanto a la capacidad teórica de resistencia de miembros sometidos a flexión, para perfiles menores o iguales a IPN300, se tienen las siguientes expresiones:

A) Capacidad de resistencia teórica a flexión (M_t):

Importante: *las siguientes expresiones son aplicables en general para columnas; sin embargo, para el caso de vigas, dado que se suele considerar que $N_u=0$, sólo serán aplicables aquellas donde se indique que $N_u/N_t < 0.5$, salvo las excepciones indicadas para $N_u/N_t \geq 0.5$.*

A.1) Eje de inercia mayor:

Si ($N_u/N_t < 0.5$) (Deformación Controlada)

$$M_{peX} = 1.18 Z_x F_{ye} \left(1 - \frac{N_u}{N_{ye}} \right) \leq Z_x F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.1.a})$$

$$N_{ye} = A F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.1.a1})$$

Exclusivo para Vigas (si se asume que $N_u=0$):

$$M_{peX} = Z_x F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.1.aa})$$

$$M_{yeX} = S_x F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.1.b})$$

$$F_L = F_{ye} - 700 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. 6.1.e.1})$$

$$L_{pd} = \left(0.12 + 0.074 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right) \left(\frac{E}{F_{ye}} \right) r_Y \quad (\text{Ec. 6.2.a1})$$

$$L_p = 1.74 r_Y \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (\text{Ec. 6.2.a2})$$

Si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (Fuerza Controlada)

$$M_{peX} = 1.18 Z_x F_{ye} \left(1 - \frac{N_u}{N_{ye}} \right) \leq Z_x F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.1.c1})$$

$$N_y = A F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.1.c2})$$

Para análisis de tipo lineal (COVENIN 1618:1998):

$$M_{pX} = Z_x F_y \quad (\text{Ec. 6.1.c2})$$

Excepción: (Aplicable también para vigas si se acepta para estas que $N_u > 0$).

$$M_{yeX} = S_x F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.1.d})$$

$$F_L = F_{ye} - 700 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. 6.1.e2})$$

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.074 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_{ye}} \right) r_Y \quad (\text{Ec. 6.2.b1})$$

$$L_p = 1.74 r_Y \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (\text{Ec. 6.2.b2})$$

donde:

M_1 : El menor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no arriostrado lateralmente de una viga.

M_2 : El mayor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no arriostrado lateralmente de una viga.

M_1/M_2 : Es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo cuando la curvatura es simple.

$$L_r = \frac{r_Y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}} \quad (\text{Ec. 6.2.b3})$$

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J_A}{2}} \quad (\text{Ec. 6.2.b4})$$

$$C_2 = 4 \frac{C_W}{I_Y} \left(\frac{S_X}{GJ} \right)^2 \quad (\text{Ec. 6.2.b5})$$

A.1.1) (si $L_b \leq L_{pd}$ "Análisis Plástico") ó (si $L_b \leq L_p$ "Análisis Elástico"):

"Cedencia":

si ($N_u/N_t < 0.5$) (Deformación Controlada)

$$M_t = M_{pex} \quad (\text{Ec. 6.3.1})$$

Nota: para diseño este valor estaría acotado por $M_{pex} \leq 1.5M_{yeX}$, con la finalidad evitar que ocurran deformaciones inelásticas significativas cuando se permite que la sección alcance el momento M_p para cargas mayoradas. Sin embargo, por tratarse el presente Estudio de una evaluación de la capacidad del miembro es que se ha omitido este límite.

si ($N_u/N_t \geq 0.5$) (Fuerza Controlada)

$$M_t = kM_{pex} \quad (\text{Ec. 6.3.2})$$

Nota: para diseño este valor estaría acotado por $kM_{pex} \leq k1.5M_{yeX}$, con la finalidad evitar que ocurran deformaciones inelásticas significativas cuando se permite que la sección alcance el momento M_p para cargas mayoradas. Sin embargo, por tratarse el presente Estudio de una evaluación de la capacidad del miembro es que se ha omitido este límite.

A.1.2) ($L_p < L_b \leq L_r$):

"Pandeo Lateral Torsional inelástico":

si ($N_u/N_t < 0.5$) (Deformación Controlada)

$$M_t = C_b \left[M_{pex} - (M_{pex} - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{pex} \quad (\text{Ec. 6.4.1})$$

si ($N_u/N_t \geq 0.5$) (Fuerza Controlada)

$$M_t = kC_b \left[M_{pex} - (M_{pex} - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq kM_{pex} \quad (\text{Ec. 6.4.2})$$

donde:

$$M_r = S_x F_L \quad (\text{Ec. 6.4.3})$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\text{máx}}}{2.5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{Ec. 6.4.4})$$

(viga en volado con extremo no arriostrado o simplemente como valor conservador)

$$C_b = 1 \quad (\text{Ec. 6.4.5})$$

$M_{\text{máx}}$: valor absoluto del momento máximo en el eje de mayor inercia en el segmento entre arriostramientos.

M_A, M_B, M_C : valores absolutos de los momentos en el eje de mayor inercia a la distancia de 0.25, 0.50 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

A.1.3) ($L_b > L_r$):

“Pandeo Lateral Torsional elástico”:

si ($N_u/N_t < 0.5$) (Deformación Controlada)

$$M_t = M_{cr} \leq M_{\text{pex}} \quad (\text{Ec. 6.5.1})$$

si ($N_u/N_t \geq 0.5$) (Fuerza Controlada)

$$M_t = kM_{cr} \leq kM_{\text{pex}} \quad (\text{Ec. 6.5.2})$$

donde:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left[\frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y C_w} = \frac{C_b S_x C_1 \sqrt{2}}{(L_b/r_y)} \sqrt{1 + \frac{C_1^2 C_2}{2(L_b/r_y)^2}} \quad (\text{Ec. 6.5.3})$$

Tensión crítica de pandeo lateral torsional:

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} \quad (\text{Ec. 6.5.4})$$

A.1.4) para secciones con esbeltez de alas ($b_f/2t_f \leq \lambda_r$):

“Pandeo Local de alas”:

si ($N_u/N_t < 0.5$) (Deformación Controlada)

$$M_t = M_{pex} - (M_{pex} - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_{pex} \quad (\text{Ec. 6.6.1})$$

si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*)

$$M_t = k \left[M_{pex} - (M_{pex} - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq kM_{pex} \quad (\text{Ec. 6.6.2})$$

donde:

$$M_r = S_x F_L \quad (\text{Ec. 6.6.3})$$

A.1.5) para secciones con esbeltez de alma ($h/t_w \leq \lambda_r$):

“Pandeo Local de alma”:

si $(N_u/N_t < 0.5)$ (*Deformación Controlada*)

$$M_t = M_{pex} - (M_{pex} - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_{pex} \quad (\text{Ec. 6.7.1})$$

donde:

$$M_r = S_y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.7.1.1})$$

si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*)

$$M_t = k \left[M_{pex} - (M_{pex} - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq kM_{pex} \quad (\text{Ec. 6.7.2})$$

donde:

$$M_r = S_y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.7.2.1})$$

A.1.6) para secciones con esbeltez de alas ($b_f/2t_f > \lambda_r$):

“Pandeo Local de alas esbeltas”:

si $(N_u/N_t < 0.5)$ (*Deformación Controlada*)

$$M_t = M_{cr} = S_x F_{Cr} \leq M_{pex} \quad (\text{Ec. 6.8.1})$$

si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*)

$$M_t = kM_{cr} = kS_x F_{Cr} \leq kM_{pex} \quad (\text{Ec. 6.8.2})$$

donde:

Tensión crítica de pandeo local de alas:

$$F_{cr} = 0.67 \frac{E}{\left(b_f/2t_f\right)^2} \quad (\text{Ec. 6.8.3})$$

A.2) Eje de inercia menor:

Si $(N_u/N_t < 0.5)$ (*Deformación Controlada*)

$$M_{peY} = 1.19 Z_Y F_{ye} \left[1 - \left(\frac{N_u}{N_{ye}} \right)^2 \right] \leq Z_Y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.9.a})$$

Exclusivo para Vigas (si se asume que $N_u=0$):

$$M_{peY} = Z_Y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.9.aa})$$

$$M_{yeY} = S_Y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.9.b})$$

Si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*)

$$M_{peY} = 1.19 Z_Y F_{ye} \left[1 - \left(\frac{N_u}{N_{ye}} \right)^2 \right] \leq Z_Y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.9.c1})$$

Para análisis de tipo lineal (COVENIN 1618:1998):

$$M_{pY} = Z_Y F_y \quad (\text{Ec. 6.9.c2})$$

Excepción: (*Aplicable también para vigas si se acepta para estas que $N_u > 0$*).

$$M_{yY} = S_Y F_y \quad (\text{Ec. 6.9.d})$$

A.2.1) (*“Análisis Elástico o Plástico”*):

“Cedencia”:

si $(N_u/N_t < 0.5)$ (*Deformación Controlada*)

$$M_t = M_{peY} \quad (\text{Ec. 6.10.1})$$

Nota: para diseño este valor estaría acotado por $M_{peY} \leq 1.5M_{yeY}$, con la finalidad evitar que ocurran deformaciones inelásticas significativas cuando se permite que la sección alcance el momento M_p para cargas mayoradas. Sin embargo, por tratarse el

presente Estudio de una evaluación de la capacidad del miembro es que se ha omitido este límite.

si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*) (sólo para columnas)

$$M_t = kM_{peY} \quad (\text{Ec. 6.10.2})$$

Nota: para diseño este valor estaría acotado por $M_{peY} \leq 1.5M_{yeY}$, con la finalidad evitar que ocurran deformaciones inelásticas significativas cuando se permite que la sección alcance el momento M_p para cargas mayoradas. Sin embargo, por tratarse el presente Estudio de una evaluación de la capacidad del miembro es que se ha omitido este límite.

A.2.2) para secciones con esbeltez de alas ($b_f/2t_f \leq \lambda_r$):

“Pandeo Local de alas”:

si $(N_u/N_t < 0.5)$ (*Deformación Controlada*)

$$M_t = M_{peY} - (M_{peY} - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_{peY} \quad (\text{Ec. 6.11.1})$$

si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*)

$$M_t = k \left[M_{peY} - (M_{peY} - M_r) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq kM_{peY} \quad (\text{Ec. 6.11.2})$$

donde:

si $(N_u/N_t < 0.5)$ (*Deformación Controlada*)

$$M_r = S_Y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.11.3})$$

si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*)

$$M_r = S_Y F_{ye} \quad (\text{Ec. 6.11.4})$$

A.2.3) para secciones con esbeltez de alas ($b_f/2t_f > \lambda_r$):

“Pandeo Local de alas esbeltas”:

si $(N_u/N_t < 0.5)$ (*Deformación Controlada*)

$$M_t = M_{cr} = S_Y F_{Cr} \leq M_{peY} \quad (\text{Ec. 6.12.1})$$

si $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*)

$$M_t = kM_{cr} = kS_Y F_{Cr} \leq kM_{peY} \quad (\text{Ec. 6.12.2})$$

donde:

Tensión crítica de pandeo local de alas:

$$F_{cr} = 0.67 \frac{E}{(b_f/2t_f)^2} \quad (\text{Ec. 6.12.3})$$

y donde para los casos de pandeo local:

λ_p :

para alas según ecuaciones 1.2, 1.4
para alma según ecuaciones 1.7 y 1,10 o 1.12

λ_r :

para alas según ecuaciones 1.3 y 1.5
para alma según ecuaciones 1.8 y 1.11 o 1.13

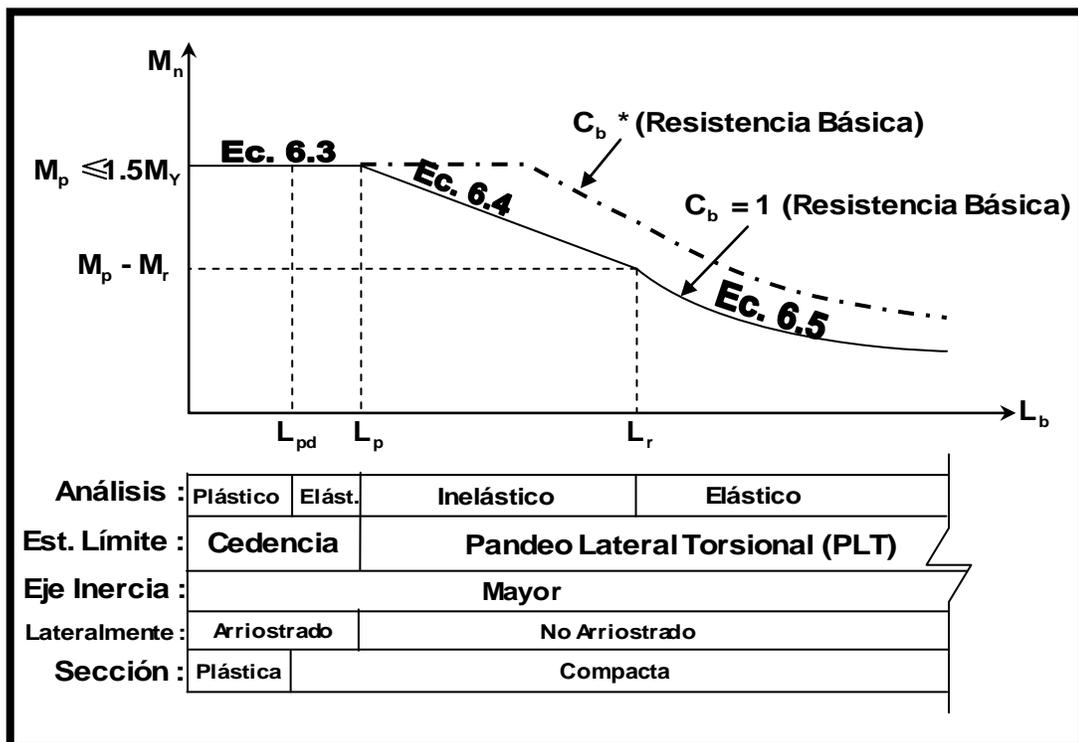


Figura 38. Resistencia teórica a flexión por cedencia y pandeo lateral torsional, en función de la longitud no arriostrada y del gradiente de momentos en el eje de mayor inercia.

B) Capacidad de deformación cedente teórica a flexión (θ_y):

En el caso de que se considere que un miembro, componente o conexión estructural es capaz de desarrollar un comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*), es necesario determinar su respectiva capacidad de deformación cedente (en el caso de flexión, la rotación cedente θ_y).

Comúnmente, cuando se hace referencia a un miembro solicitado fundamentalmente a flexión, se hace referencia a una viga. Sin embargo, es necesario considerar además la capacidad de deformación a flexión que posee una columna, considerando claro está, el efecto que inducen las cargas axiales sobre dicha capacidad.

Ahora bien, en general, a menos de que se trate de un miembro corto y robusto, las deformaciones máximas permitidas por momento privan sobre aquellas derivadas del cortante. Basándose en la teoría elástica, las deformaciones debidas a flexión se expresan en función a la deflexión o pandeo del miembro solicitado, de acuerdo a condiciones de cargas y apoyos específicos; y en los cuales se considera que el momento teórico máximo M_t para el estado límite de cedencia se determinada mediante la Ecuación 6.4 ó Ecuación 6.10, según sea el caso. Una amplia gama de condiciones de cargas y apoyos para vigas con sus respectivas expresiones para las deflexiones, se puede encontrar en la bibliografía técnica; como por ejemplo, en las tablas de las páginas 4-189 a 4-206 del Manual de la Construcción en Acero, para el diseño para estados límites LRFD de la American Institute of Steel Construction ([AISC, 1994](#)), en el texto *Mecánica de Materiales* ([Gere y Timoshenko, 1986](#)), entre otros. En estos casos sólo se consideran que las conexiones son TR ó articuladas.

Sin embargo, de aplicarse un Análisis Estático No Lineal (teoría plástica), en el presente trabajo se recurre al criterio alternativo adoptado en FEMA 273 ([ATC, 1997a](#)) y en FEMA 356 ([ASCE, 2000](#)) para miembros con conexiones tipo TR y PR, para estimar las deformaciones cedentes por

momentos flectores que permiten las conexiones dúctiles (Fuerza Controlada) sobre los miembros, de acuerdo a las consideraciones que se describen a continuación.

B.1) Rotación cedente (θ_v) de miembros a flexión con conexiones tipo TR:

El criterio mencionado anteriormente señala que, para miembros de pórticos con conexiones tipo TR, se permite determinar las deformaciones de manera aproximada, basándose en asumir que de punto de inflexión se presenta en la mitad de la longitud de la viga o columna.

Para entender este criterio, se considera la resistencia a flexión de una viga de longitud (L), de sección constante ($EI=cte$), y empotrada en ambos extremos.

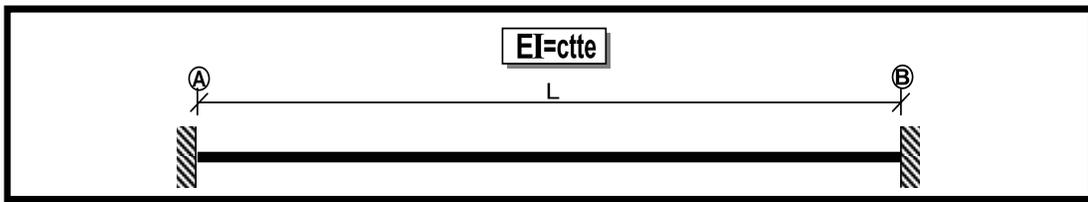


Figura 39. Viga doblemente empotrada.

Si se someten los extremos de la viga a rotaciones relativas diferentes ($\theta_A \neq \theta_B$), el punto de inflexión no ocurre a la mitad de la longitud de la viga, y los momentos resultantes en los extremos son los mostrados en la siguiente Figura.

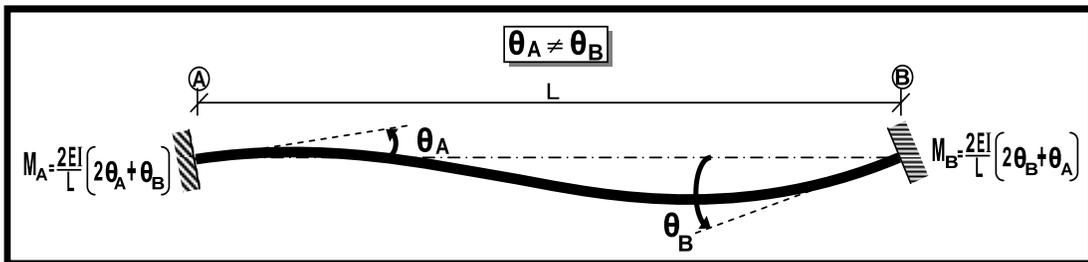


Figura 40. Rotación relativa distinta de los extremos de una viga doblemente empotrada.

No obstante, si por el contrario, se considera ahora que las rotaciones relativas son idénticas ($\theta_A = \theta_B = \theta$), el punto de inflexión ocurre justo a la mitad de la longitud de la viga, y los momentos resultantes en los extremos son los mostrados en la siguiente Figura.

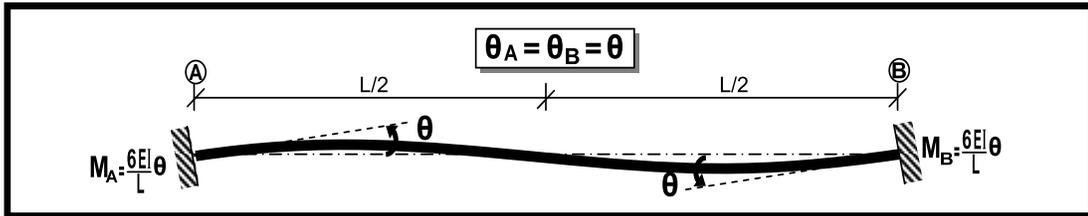


Figura 41. Rotación relativa idéntica de los extremos de una viga doblemente empotrada.

Dado que para rotaciones pequeñas, por el orden de los 5° o 0.087 radianes, usualmente se acepta como buena aproximación que $\theta = \text{Seno}(\theta) = \text{Tg}(\theta)$; entonces se tiene que si las rotaciones relativas son pequeñas ($\theta \leq 5^\circ$ ó $\theta \leq 0.087$ rad) e idénticas, puede asumirse que la deflexión relativa (Δ) de los extremos puede expresarse como ($\Delta = \theta L$), el punto de inflexión ocurre justo a la mitad de la longitud de la viga, y los momentos resultantes en los extremos pueden expresarse ahora en términos de la deflexión Δ , tal y como se muestra en la siguiente Figura.

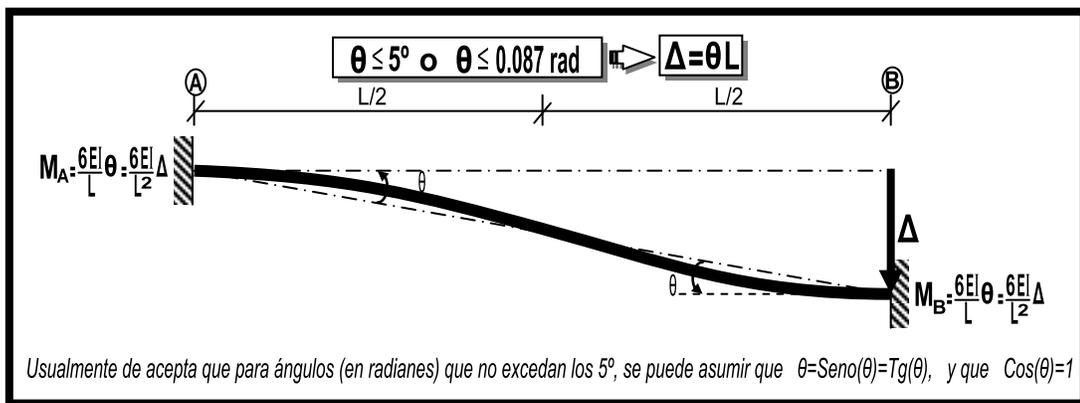


Figura 42. Deflexión relativa (Δ) de los extremos de una viga doblemente empotrada, para rotaciones relativas pequeñas ($\theta \leq 5^\circ$ o $\theta \leq 0.087$ rad) e idénticas.

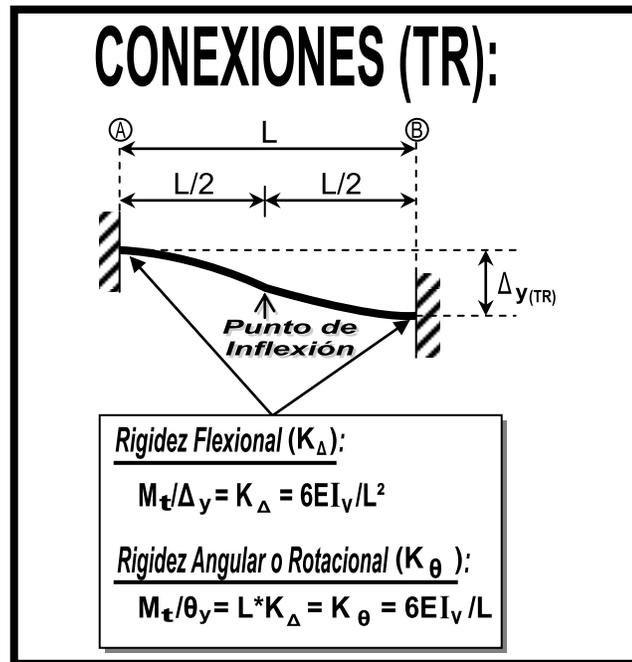


Figura 43. Rigidez Flexional (K_{Δ}) y Angular o Rotacional (K_{θ}) de una viga doblemente empotrada.

Consecuentemente, tanto FEMA 273 (ATC, 1997a) como FEMA 356 (ASCE, 2000) expresan que la rotación del miembro puede estimarse de manera análoga a la deflexión relativa de una viga en cantiliver. (Ver Figura 44).

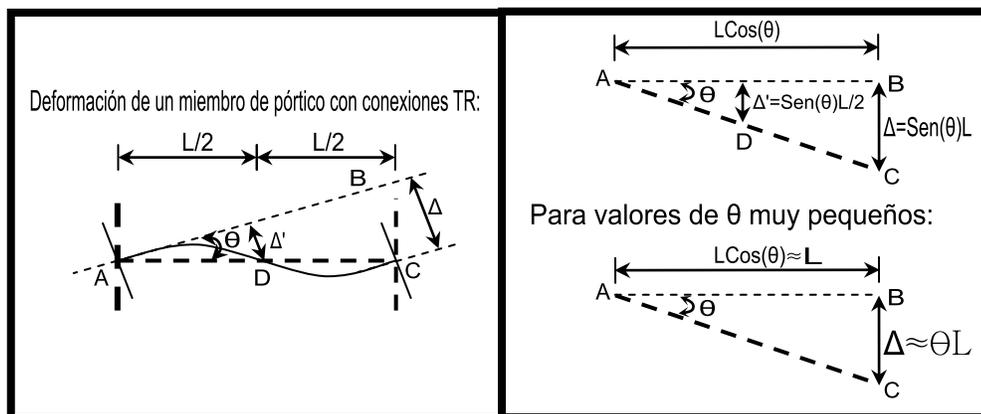


Figura 44. Deformación de miembros de pórticos con conexiones TR.

De la Figura 44, tiene que destacarse el hecho de que se asume que la rotación relativa θ del extremo A es la misma que en el extremo C.

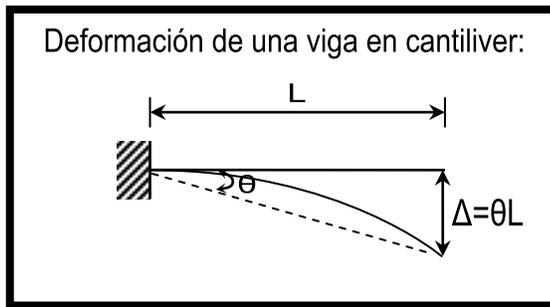


Figura 45. Simplificación de la deformación de miembros de pórticos con conexiones TR en FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000).

De esta manera puede estimarse que la deflexión Δ de una viga con conexiones TR, es igual a:

$$\Delta = \theta L \quad (\text{Ec. 6.13})$$

La siguiente Figura 46 representa la condición análoga a la mostrada la Figura 43 y la Figura 44. Como se expone en el Ejemplo 3 del libro *Mecánica de Materiales. Segunda Edición, Gere y Timoshenko, 1986*, p.p.472,473, mediante el método del área de momentos, puede verificarse que las reacciones resultantes en los extremos son los mostrados en la parte derecha de la Figura 46; las cuales son debidas a la deflexión relativa “ Δ ” inducida sobre la viga, de sección constante ($EI = \text{cte}$), de longitud L , y con conexiones tipo TR en sus extremos.

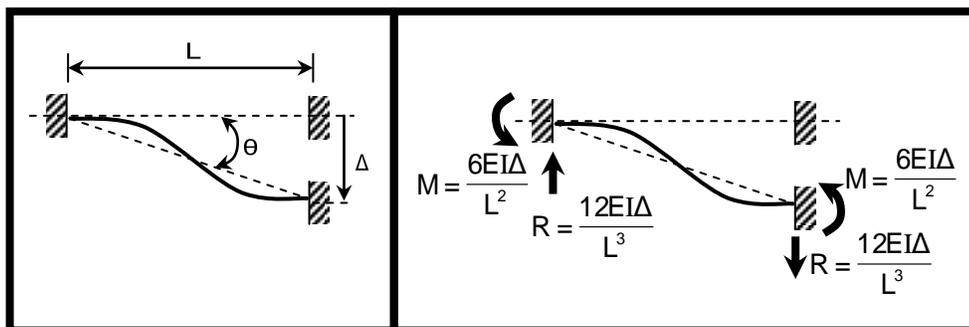


Figura 46. Reacciones de una viga con conexiones TR sometida a una deflexión Δ .

Si se considera ahora que la viga, en la sección correspondiente a las conexiones TR, pueda desarrollar como momento máximo el correspondiente momento plástico (M_p), se tiene que:

$$M = \frac{6EI\Delta}{L^2} \leq M_p \quad (\text{Ec. 6.14.1})$$

Despejando el término Δ y sustituyendo $M_p = ZF_{ye}$, donde $F_{ye} = R_y F_y$ se tiene que la deformación a la cual se desarrolla una articulación plástica en los extremos es:

$$\Delta_y = \frac{M_p L^2}{6EI} \rightarrow \Delta_y = \frac{ZF_{ye} L^2}{6EI} \quad (\text{Ec. 6.14.2})$$

Y aplicando ahora la Ecuación 6.13 se obtiene la siguiente expresión:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L} = \frac{ZF_{ye} L}{6EI} \quad (\text{Ec. 6.14.3})$$

La expresión anterior es válida tanto para el eje de mayor inercia de la viga, como para el eje de menor inercia.

Ahora bien, para el caso específico de columnas es necesario considerar adicionalmente el efecto de interacción entre las cargas axiales en compresión y los momentos flexionantes. En la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, en su Capítulo 18, se presentan unas fórmulas alternas para el diseño de miembros sometidos a solicitaciones combinadas, de pórticos arriostrados, cuya sección transversal consisten en perfiles I ó H con una relación $b_f/d \leq 1$, o secciones tipo cajón cuadradas o rectangulares. De tales expresiones, se tiene que para los perfiles I ó H, y asumiendo F_{ye} en vez de F_y , y el momento plástico considerando los efectos de cargas axiales (N_u) en compresión es el siguiente:

Eje de mayor inercia:

$$M_{peX} = 1.2Z_x F_{ye} \left(1 - \frac{N_u}{N_{ye}} \right) \leq 1.5F_{ye} S_x \quad (\text{Ec. 6.14.4})$$

Eje de menor inercia:

$$M_{peY} = 1.2Z_Y F_{ye} \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_{ye}} \right)^2 \right) \leq 1.5F_{ye} S_Y \quad (\text{Ec. 6.14.5})$$

En las expresiones anteriores, los factores 1.2 son una aproximación a los valores de 1.18 y 1.19 indicados en las Ecuación 4-8 y Ecuación 4-9 del texto *Cálculo Plástico de las Construcciones. Tomo I. Estructuras Planas. Primera Edición* (Massonnet, Ch. y Save, M., 1966), respectivamente; de modo tal, que de forma más precisa las expresiones anteriores se expresan como:

Eje de mayor inercia (ver Ecuación 6.3.1):

$$M_{px} = 1.18Z_x F_{ye} \left(1 - \frac{N_u}{N_{ye}} \right) \leq 1.5F_{ye} S_x \quad (\text{Ec. 6.14.6})$$

Eje de menor inercia (ver Ecuación 6.10.1):

$$M_{py} = 1.19Z_y F_{ye} \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_{ye}} \right)^2 \right) \leq 1.5F_{ye} S_y \quad (\text{Ec. 6.14.7})$$

La Ecuación 6.14.6 es justamente la expresión empleada tanto en tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000) para estimar la capacidad a momento plástico de columnas con conexiones TR. Sin embargo, como ya se ha verificado, dicha expresión sólo corresponde a la capacidad a momento plástico respecto al eje de mayor inercia; y por lo tanto, como ya se indicó en la Ecuación 6.10.1, se hará uso de la Ecuación 6.14.7 para estimar la capacidad a momento plástico de las columnas respecto al eje de menor inercia.

Ahora bien, si se asumen de forma *conservadora* que tanto el factor 1.18 como el factor 1.19 son iguales a la unidad (1.0), y aplicando el

procedimiento empleado desde la Ecuación 6.14.1 hasta la Ecuación 6.14.3, se obtienen las siguientes expresiones:

Eje de mayor inercia:

$$\theta_{yx} = \frac{\Delta_{yx}}{L} = \frac{Z_x F_{ye} L}{6 E I_x} \left(1 - \frac{N_u}{N_{ye}} \right) \quad (\text{Ec. 6.14.8})$$

Eje de menor inercia:

$$\theta_{yy} = \frac{\Delta_{yy}}{L} = \frac{Z_y F_{ye} L}{6 E I_y} \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_{ye}} \right)^2 \right) \quad (\text{Ec. 6.14.9})$$

Análogo a la Ecuación 6.14.6, ocurre que la Ecuación 6.14.8 es justamente la expresión empleada, tanto en FEMA 273 como en FEMA 356, para estimar la capacidad de *rotación plástica* de columnas con conexiones TR, respecto al eje de mayor inercia; y en consecuencia, se considera en el presente trabajo, que la Ecuación 6.14.9 es adecuada para estimar la capacidad de rotación plástica de las columnas (perfiles I), respecto al eje de menor inercia.

Es importante aclarar que tanto en FEMA 273 como en FEMA 356, señalan que la Ecuación 6.14.3 y Ecuación 6.14.8, son expresiones *conservadoras* para estimar las *rotaciones cedentes* (θ_y) en los miembros.

Tal y como se expone en el comentario C5.4.2.2, p.5-10, de FEMA 274 (ATC, 1997b), la razón fundamental de considerar la Ecuación 6.14.3 y Ecuación 6.14.8 como *aproximaciones conservadoras*, se basa en que la deflexión real del pórtico para cuando ocurre la *primera cedencia significativa*, puede ser algo mayor que la predicha con las Especificaciones de ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b); y como resultado, la verdadera demanda de ductilidad tanto menor que la predicha (*op. cit*).

En definitiva, se adoptan en el presente trabajo, para estimar la capacidad teórica de rotación cedente (θ_y) de los miembros sometidos a flexión con conexiones TR, las siguientes expresiones:

B.1.1) Para vigas:

(Deformación Controlada)

$$\theta_y = k \frac{Z F_{ye} L_v}{6 E I_v} \quad (\text{Ec. 6.15})$$

B.1.2) Para columnas (perfiles I), sólo si ($N_u/N_t < 0.5$)

(Deformación Controlada)

B.1.2.1) Eje de mayor inercia:

$$\theta_y = k \frac{Z_x F_{ye} L_c}{6 E I_{xc}} \left(1 - \frac{N_u}{N_{ye}} \right) \quad (\text{Ec. 6.16})$$

B.1.2.2) Eje de menor inercia:

$$\theta_y = k \frac{Z_y F_{ye} L_c}{6 E I_{yc}} \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_{ye}} \right)^2 \right) \quad (\text{Ec. 6.17})$$

donde:

L_v : longitud de la viga.

L_c : longitud de la columna.

I_v : momento de inercia de la viga (I_x ó I_y).

I_{xc} : mayor momento de inercia de la columna.

I_{yc} : menor momento de inercia de la columna.

N_u : sollicitación de compresión axial mayorada de la columna.

N_{ye} : resistencia teórica de cedencia por compresión, $A F_{ye}$.

k : factor de conocimiento.

B.2) Rotación cedente (θ_y) de miembros a flexión con conexiones tipo PR:

Es importante señalar que, aún cuando esta convención o simplificación $\Delta=\theta L$, adoptada para conexiones TR, es análoga a la señalada en la Sección II.7 (ver Figura 29), en esta última se trata de la deflexión de la viga justo en el punto de inflexión, y referida a una de las conexiones en su extremo; y no a la deflexión general de la viga como consecuencia de las deformaciones (rotaciones) permitidas por ambas conexiones en sus extremos.

Una forma de idealizar las conexiones en un Modelo de viga discretizado, es mediante resortes en los extremos, con la rigidez rotacional (K_θ) representativa de cada conexión.

Si en las conexiones de los extremos se presentan rigideces diferentes ya no puede asegurarse que la rotación relativa θ en ambos extremos sea la misma. En consecuencia, para aplicar en este caso la simplificación $\Delta=\theta L$ (ver Figura 44 y Figura 45), se deberán considerar aspectos adicionales. En primer lugar, que el extremo libre de la viga en cantiliver corresponde al punto de inflexión de la viga y no al extremo opuesto de la viga. Y en segundo lugar, que la deflexión relativa de la viga depende no sólo de la rigidez flexional de la viga ($K_\Delta = 6EI/L^2$); sino además de la capacidad de resistencia ($M_{t(\text{RESORTE})}$), y rigidez rotacional ($K_{\theta(\text{RESORTE})}$) de cada una de las conexiones de los extremos, y de la respectiva distancia al punto de inflexión ($L_{i(\text{RESORTE})}$) desde cada conexión. Además, se debe cumplir igualmente que la viga posea sección constante ($EI=\text{ctte}$), y una rotación pequeña para la conexión (no mayor a 5° o 0.087 radianes). Un caso típico de lo anterior lo representa una viga que posee conexiones PR en los extremos, con diferente capacidad de resistencia ($M_{t(\text{RESORTE})}$) y rigidez rotacional ($K_{\theta(\text{RESORTE})}$).

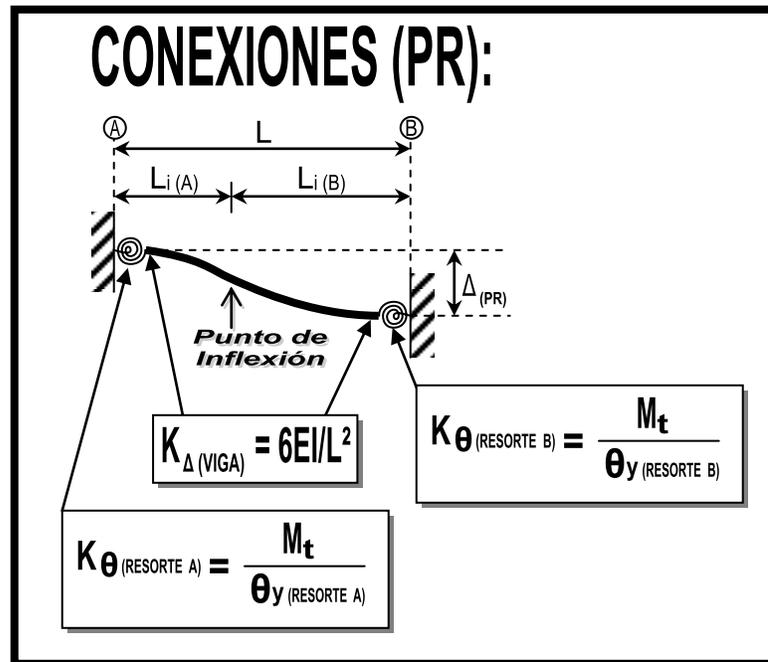


Figura 47. Modelo de viga con conexiones PR, mediante resortes con rigidez rotacional (K_{θ}) en los extremos.

Seguidamente se presentan tres métodos, el *método directo* y el *método indirecto alternativo o simplificado*, y la propuesta de un *método indirecto alternativo ampliado*, que permiten estimar, de una forma aproximada, los efectos de las deformaciones de conexiones PR sobre el comportamiento de pórticos a momento. El primer método es un método general que puede ser aplicado a cualquier tipo de conexión; mientras que el segundo, como se verá más adelante, sólo es aplicable a conexiones con igual rigidez.

B.2.1) Método directo:

A pesar de que investigaciones experimentales han demostrado que la rigidez de las conexiones varía ampliamente dependiendo de parámetros como el tamaño y tipo de conector, del espesor de los elementos de acero y alto de la viga, además del incremento de rigidez debido a la acción compuesta de miembros de acero o embebidos en concreto; tanto FEMA 273

(ATC, 1997a) como FEMA 356 (ASCE, 2000) asumen modelos simplificados basados en observaciones experimentales.

Queda claro, como se señala en FEMA 274 (ATC, 1997b), que en pórticos a momento TR, el análisis del pórtico es realizado considerando que el ángulo, sin deformación al principio, entre los miembros unidos es conservado durante la deformación sísmica; no obstante, esta suposición no es válida con conexiones PR. Si se recurre a análisis de elemento finitos que incluyen resortes rotacionales, así como la rigidez de las vigas y columnas, deben ser realizados estos como se representa en la siguiente Figura, en donde K_{θ} es la rigidez rotacional del resorte.

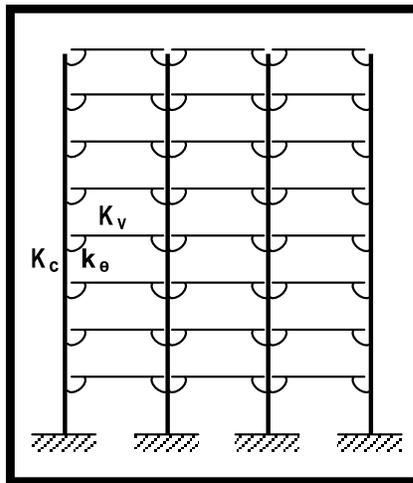


Figura 48. Modelo de Pórtico PR. Ajustado a la figura 5-2 de FEMA 355d (SAC, 2000b), p.5-3, y la figura C5-4 de FEMA 274 (ATC, 1997b), p.5-13.

En ausencia de datos experimentales y de análisis racional aprobado para las conexiones particulares de estudio, tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se indican dos posibles valores (respecto al eje de mayor inercia); de los cuales puede seleccionarse el que mejor se aproxime a la rigidez rotacional (K_{θ}) del resorte, según las características de propias de dichas conexiones. De observaciones experimentales se deriva el primero de los dos valores mostrados a continuación para la rotación cedente, y el segundo es un valor de rotación

cedente propuesto, como simplificación, a fin de obtener resultados conservadores. Sin embargo, al no indicarse valor alguno para la rotación cedente respecto al eje de menor inercia, aún es necesario valerse de datos experimentales o de análisis racional aprobado para las conexiones particulares de estudio.

Para:

- Conexiones tipo PR que son embebidas en el concreto para la protección contra incendios, y donde la resistencia nominal determinada para la conexión incluye la acción compuesta proporcionada por la envoltura de concreto.
- Conexiones tipo PR que son embebidas en la mampostería, donde la acción compuesta no puede ser desarrollada en la resistencia de conexión.
- Conexiones PR de acero desnudo.

En estos tres casos se empleará: $\theta_y=0.005$ (Ec. 6.18.1)

- Para las restantes conexiones tipo PR, especialmente aquellas conexiones de miembros embebidos en concreto o que presentan una acción compuesta se empleará:

En este caso se empleará: $\theta_y=0.003$ (Ec. 6.18.2)

Una vez seleccionado el valor de θ_y , es necesario considerar el *Factor de Conocimiento* “k” para obtener el valor definitivo de θ_y en el análisis (por comodidad ha sido resaltado en negrillas y en cursiva), y el momento teórico resistente en la conexión a fin de determinar la rigidez elástica rotacional de la conexión (resorte), mediante las expresiones:

$$\theta_y = k\theta_y \quad (\text{Ec. 6.19.1})$$

$$k_\theta = \frac{M_t}{\theta_y} \quad (\text{Ec. 6.19.2})$$

Algunos programas computarizados de cálculo estructural que son desarrollados para ejecutar análisis *basados en elementos finitos*, permiten asignar fácilmente esta rigidez rotacional K_θ de forma directa a la conexión. Esto permite que a las rotaciones cedentes de los miembros, determinadas

mediante la Ecuación 6.15, Ecuación 6.16 y Ecuación 6.17 para conexiones TR, se les adicione a su vez la deformación por rotación de las conexiones según la rigidez rotacional del resorte K_{θ} respectivo a cada conexión. Esta forma de considerar las deformaciones debidas a las conexiones PR representa un *método directo*. La ventaja de este *método directo* es que, de tenerse conexiones PR con diferente rigidez rotacional K_{θ} , no se requiere determinar el punto de inflexión de la viga, para así conocer las distancias (L_i) a dicho punto desde cada conexión PR de los extremos de la viga.

Sobre este particular, el programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995) permite modificar la rigidez de sólo los extremos de un miembro (elemento tipo pórtico - "Frame" en inglés), a través de la opción "Assign Frame Release" según el extremo y eje de inercia considerado, y donde podrá ingresarse directamente el valor de rigidez correspondiente a la conexión, k_{θ} . (Ver Figura 49).

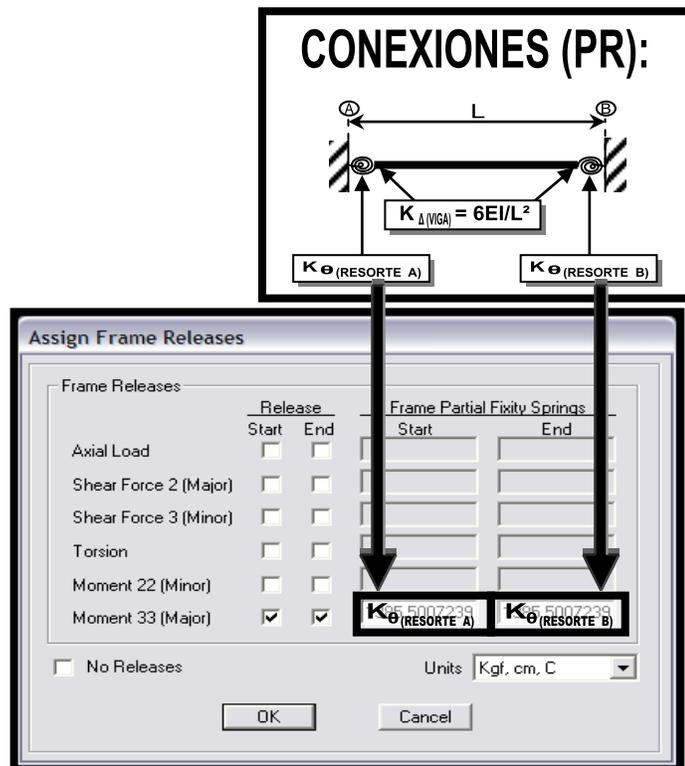


Figura 49. Modificación de la Rigidez en los extremos de un miembro (elemento tipo "Frame"). Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Es importante destacar, que el valor de la rigidez k_{θ} , está referido fundamentalmente al incremento en la deformación por flexión que sobre un miembro tipo viga (“*Frame*”) induce la capacidad de rotación de la conexión PR; por lo que se deberá seleccionarse específicamente aquel miembro tipo viga que se desee asignar la rigidez k_{θ} representativa de la o las conexiones PR, y no la columna.

No obstante, en el presente trabajo, es necesario considerar el *Caso Particular* de una columna que está conectada en el tope al ala inferior a una viga “IPN”; por lo que, a diferencia del caso anterior, se conviene en el presente trabajo, que podrá asignarse la rigidez k_{θ} , representativa de la conexión PR, considerando el extremo correspondiente a la columna en lugar del extremo correspondiente a la viga.

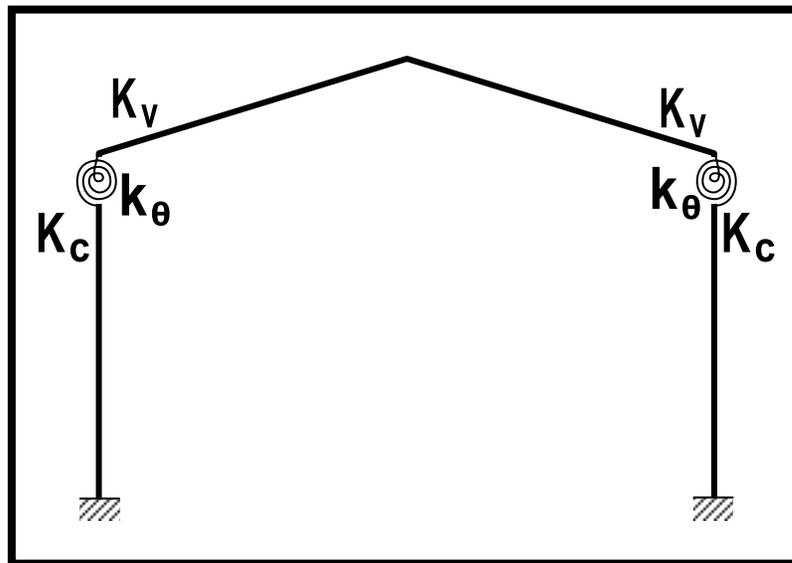


Figura 50. Caso Particular de Modelo de Pórtico PR.

B.2.2) Método indirecto alternativo o simplificado:

Reconociéndose que no todos los programas de cálculo estructural presentan la opción del *método directo*, tanto FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), permiten como *método indirecto alternativo* el de asumir que las conexiones permanecen TR, pero reduciendo la rigidez de la viga (EI_v) a una rigidez ajustada $(EI_v)_{ajust}$, y despreciando la deformación de la zona de panel. En pocas palabras, la rigidez de la conexión PR será representada de forma *equivalente*, asumiendo que la viga presenta conexiones tipo TR pero con teniendo ahora una flexibilidad incrementada.

Este *método indirecto alternativo* toma en cuenta la segunda definición, indicada en la Sección II.7, de conexiones PR según FEMA 356 (ASCE, 2000), en términos de la deriva de pórticos o entrepisos. Recordando que dicha definición expresa que, la deformación de la conexión TR puede contribuir en no más que del 10% de la deriva del pórtico, sin incluir la deformación de la zona de panel. En otras palabras, para considerar las conexiones de las vigas como PR, debe satisfacerse que la deriva relativa de entrepiso, que resulta de considerar dichas conexiones PR, debe exceder en al menos 10% a la deriva relativa de entrepiso que resulta de considerar vigas con conexiones TR; es decir, $\Delta_{PR} \geq 1.1 \Delta_{TR}$ o $\Delta_s \geq 0.1 \Delta_{TR}$, donde Δ_s la deriva relativa de entrepiso debida exclusivamente a la deformación de la conexión PR.

Este *método indirecto alternativo* considera un modelo simplificado de un Subconjunto de pórtico a momento TR equivalente a uno PR; lo cual permite llevar a cabo un análisis de pórticos a momento TR, en lugar del uno para pórticos a momento PR que resulta mucho más laborioso. El Subconjunto de pórtico a momento PR consta de miembros vigas con conexiones PR (idealizadas con resortes rotacionales) y columnas con conexiones TR, y que van desde el nodo de la conexión en una estructura de pórticos a momento PR y simétricos, y sometida a carga sísmica que

producen una deriva de entrepiso o pórtico (Δ), hasta los puntos de inflexión de dichos miembros. La deriva de entrepiso o pórtico (Δ) queda representada en este modelo mediante la deflexión (Δ) de las columnas.

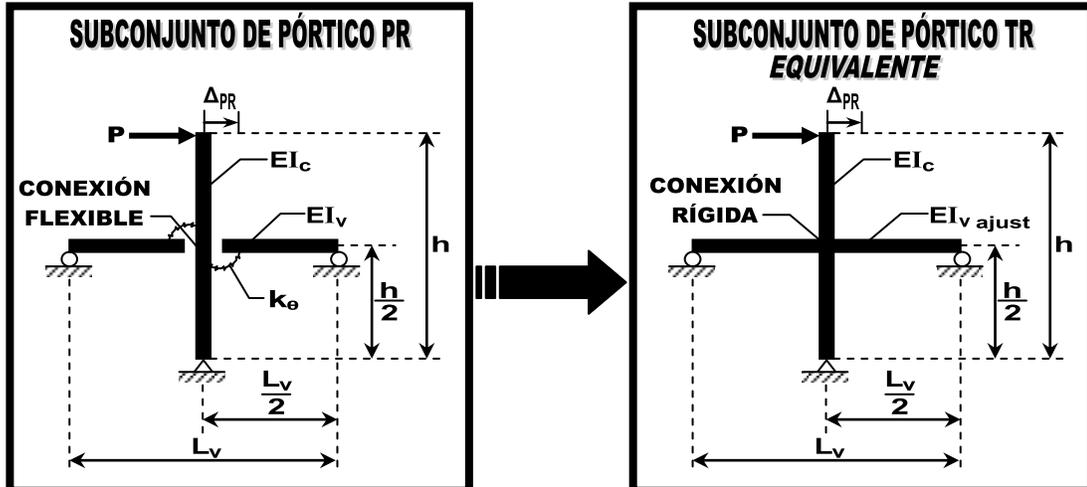


Figura 51. Modelo simplificado de un Subconjunto de Pórtico PR y de un Subconjunto de Pórtico TR equivalente a éste, según el *método indirecto alternativo*. Ajustado a la figura 5-3 de FEMA 355d (SAC, 2000b), p.5-4, y la figura C5-6 de FEMA 274 (ATC, 1997b), p.5-14.

Como se señala en FEMA 274 (ATC, 1997b), la expresión para rigidez ajustada $(EI_v)_{ajust}$, estima la deriva de entrepiso y la rigidez del pórtico asumiendo que la conexión en sí permanece como TR.

Si se considera el modelo simplificado de un Subconjunto de pórtico PR, la deriva de entrepiso será la suma de las deflexiones de la columna debidas a la misma rotación que desarrollaría la conexión viga-columna en un pórtico TR, más la rotación de la viga en su extremo próximo a la conexión debida al resorte rotacional.

Sin embargo, si se considera el modelo simplificado de un Subconjunto de pórtico TR equivalente a uno PR, la deriva de entrepiso será la deflexión de la columna debida a la rotación que desarrolla la conexión viga-columna en el pórtico TR; salvo que en vez de la rigidez propia de la viga (EI_v) , se considerará la rigidez ajustada $(EI_v)_{ajust}$.

La rigidez ajustada $(EI_V)_{ajust}$, mencionada anteriormente, se obtendría mediante la siguiente expresión:

$$(EI_V)_{ajust} = \frac{1}{\frac{6h}{L_V^2 k_\theta} + \frac{1}{EI_V}} \quad (\text{Ec. 6.20.1})$$

donde:

h: altura promedio del nivel para columnas.

L_V : longitud del vano de la viga en el “center-line”.

I_V : momento de inercia de la viga.

E: módulo de elasticidad.

k_θ : rigidez elástica rotacional de la conexión PR de la viga (Ecuación 6.19.2).

De considerarse perfiles tipo I para vigas y columnas, es evidente que para la Ecuación 6.20.1 se está asumiendo, que *el área que correspondería a la zona de panel es el área o porción de columna*, justo en la conexión con las vigas, y delimitada por las alas de estas últimas.

Las hipótesis para la deducción de la Ecuación 6.20.1 puede encontrarse tanto en FEMA 274 (ATC, 1997b) como en FEMA 355d (SAC, 2000b).

El desarrollo de la deducción de la Ecuación 6.20.1 puede hacerse como se muestra seguidamente.

Si se considera una viga de longitud (L), de sección y rigidez constante (EI), doblemente empotrada (conexiones TR en sus extremos), a la cual se le impone una deflexión (Δ) en uno de sus extremos; se tiene que las reacciones por flexión en los apoyos de los extremos (M_A y M_B) y la sollicitación de corte por flexión (P) en el punto de inflexión, ambas en términos de la deflexión (Δ) impuesta, son las mostradas en la Figura siguiente.

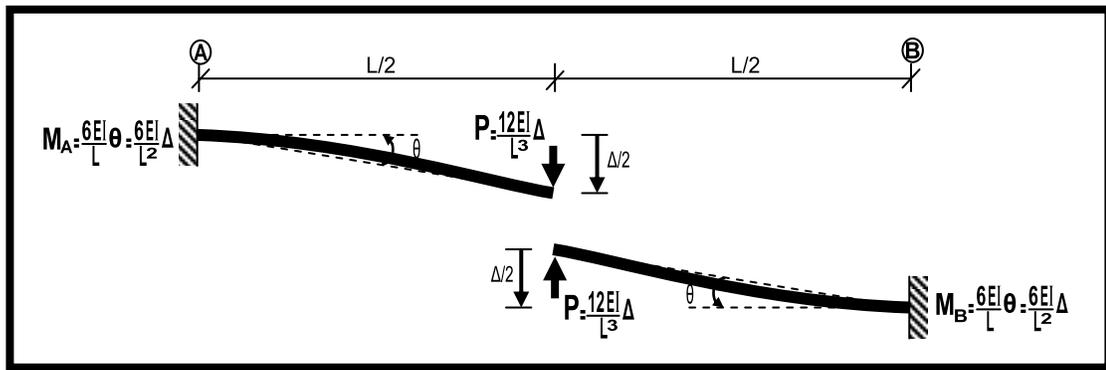


Figura 52. Viga con conexiones TR sometida a una deflexión (Δ) en uno de sus extremos.

Concentrándose sólo a uno de los tramos de la viga entre uno de sus extremos y el punto de inflexión, se expresan ahora, tanto la reacción por flexión (M) como la deflexión ($\Delta/2$) en el extremo del punto de inflexión, en términos de la sollicitación de corte por flexión (P) en el punto de inflexión y la rigidez flexional (K_v) de la viga doblemente empotrada (conexiones TR en sus extremos), tal y como se muestra en la Figura siguiente.

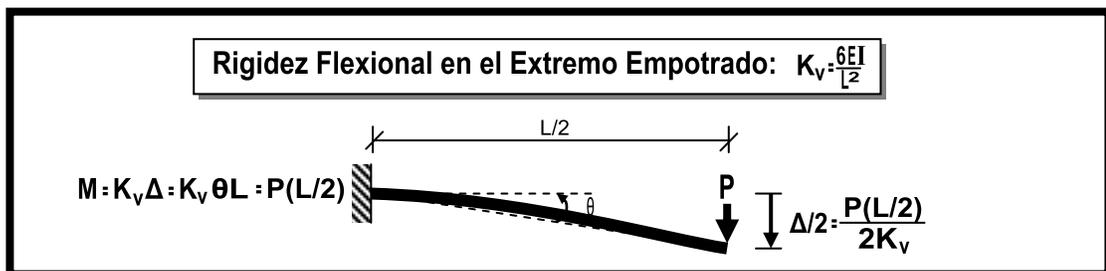


Figura 53. Tramo de la viga, con conexiones TR, al punto de inflexión.

De forma análoga, si se consideran dos vigas doblemente empotradas idénticas a la anterior, unidas de manera continua, y se someten los extremos opuestos de éstas a una a una misma deflexión (Δ) en cada uno de estos; pueden representarse los tramos contiguos de ambas vigas entre sus puntos de inflexión tal y como se muestra en la Figura siguiente. Se expresa ahora la deflexión relativa (Δ) entre ambos puntos de inflexión, en términos de la rigidez flexional (K_v) de ambas viga, la misma sollicitación de corte por flexión (P) en los puntos de inflexión, y la longitud total (L) entre estos puntos.

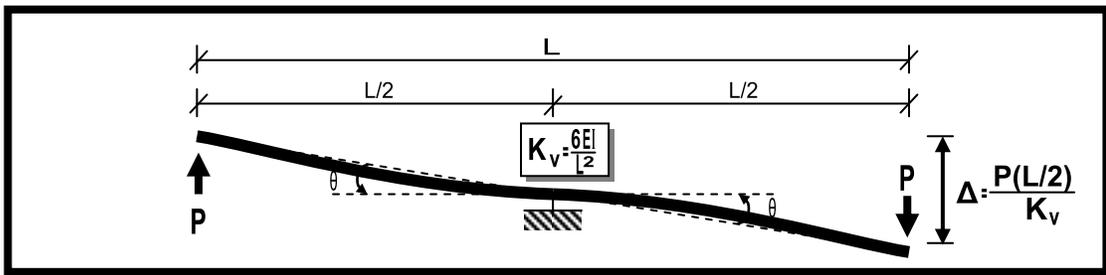


Figura 54. Tramos contiguos a los puntos de inflexión de dos vigas idénticas unidas de manera continua, con conexiones TR.

En base a lo anterior, puede establecerse el siguiente modelo simplificado de un Subconjunto de una estructura de pórticos a momento TR y simétricos; en donde se representan los miembros vigas y columnas desde el nodo con conexiones TR hasta los puntos de inflexión, que se generan al someter la estructura a una carga sísmica (P), y donde la deriva de entrepiso (Δ) se representa mediante la deflexión relativa total de las columnas entre los puntos de inflexión, y que incluye la rotación de dicho nodo.

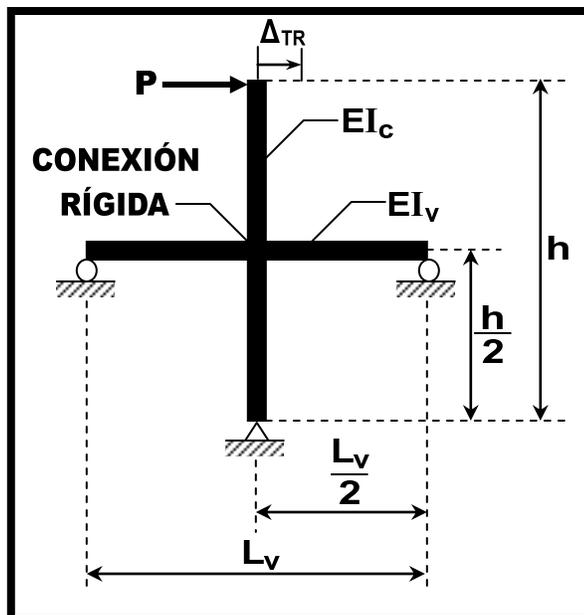


Figura 55. Modelo simplificado de un Subconjunto de miembros vigas y columnas con conexiones TR, a los puntos de inflexión. Ajustado a la figura 5-3 de FEMA 355d (SAC, 2000b), p.5-4, y la figura C5-6 de FEMA 274 (ATC, 1997b), p.5-14.

Dado que la deriva de entrepiso (Δ_{TR}) para este modelo, depende tanto de la deflexión relativa de la columnas (Δ_c) como de la rotación del nodo o conexión viga-columna TR, producto de la deflexión relativa de las vigas (Δ_v); si se asume en primera instancia que las vigas poseen rigidez infinita ($EI_v = \infty$ o $K_v = \infty$), puede recrearse una condición análoga a la mostrada en la Figura 54.

En este caso particular, al estar impedido de rotar el nodo, la deriva de entrepiso (Δ) depende exclusivamente de la rotación relativa (θ_c) de los extremos de las columnas, la cual a su vez corresponde a la rigidez propia estas (K_c); es decir, la deriva de entrepiso es igual a la deflexión de las columnas ($\Delta_{TR} = \Delta = \Delta_c$).

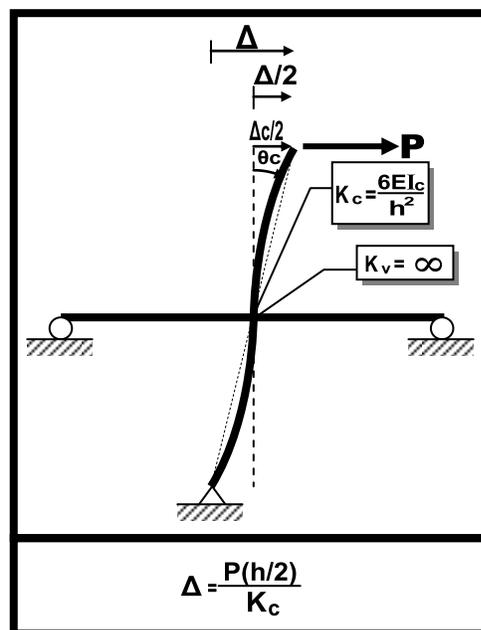


Figura 56. Deriva de entrepiso (Δ) del modelo del *Subconjunto* con conexiones TR, asumiendo que las vigas poseen una rigidez flexional infinita ($K_v = \infty$).

Si para el mismo modelo se asume ahora la rigidez propia de las vigas (EI_v o K_v), se tiene que efectivamente, la deriva de entrepiso (Δ_{TR}) para este modelo, depende tanto de la deflexión relativa de la columnas (Δ_c) como de

la rotación del nodo o conexión viga-columna TR, producto de la deflexión relativa de las vigas (Δ_v).

La deriva de entrepiso (Δ) depende no sólo de la rotación relativa (θ_c) de los extremos de las columnas, la cual a su vez corresponde a la rigidez propia estas (K_c), sino también de la rotación del nodo (θ_v) que es permitida por la rigidez propia de las vigas (K_v); es decir, la deriva de entrepiso es igual a la deflexión de las columnas más la deflexión por la rotación del nodo permitida por las vigas ($\Delta_{TR} = \Delta = \Delta_c + \Delta_v$).

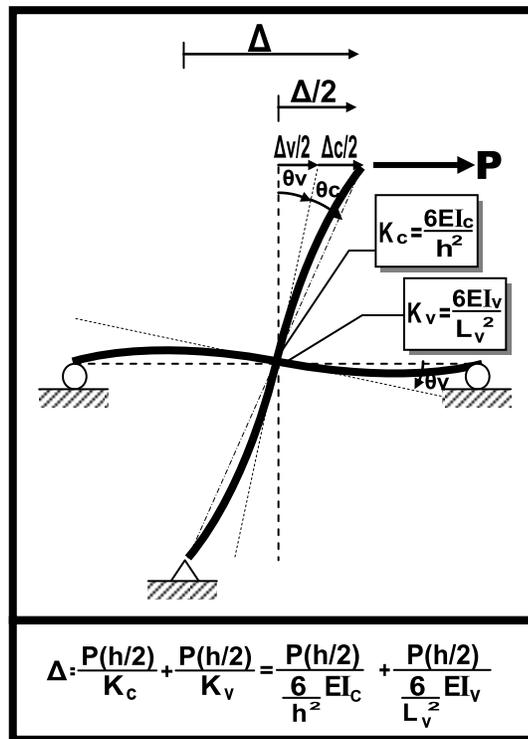


Figura 57. Deriva de entrepiso (Δ) del modelo del *Subconjunto* con conexiones TR.

Partiendo del modelo anterior, puede considerarse ahora el modelo empleado para establecer el *método indirecto alternativo*, atendiendo a la deducción presentada tanto en FEMA 274 (ATC, 1997b) como en FEMA 355d (SAC, 2000b). Dicho modelo consiste en un modelo simplificado de un Subconjunto de una estructura de pórticos a momento PR y simétricos; en donde se representan los miembros vigas (con conexiones PR idealizadas

como resortes rotacionales) y columnas (con conexiones TR), que parten desde el nodo de conexión viga-columna hasta los puntos de inflexión, que se generan al someter la estructura a una carga sísmica (P), y donde la deriva de entrepiso (Δ) se representa mediante la deflexión relativa total de las columnas entre los puntos de inflexión, y que incluye la rotación total de dicho nodo. La rigidez rotacional propia de los resortes que idealizan las conexiones PR, se indica como (K_{θ}).

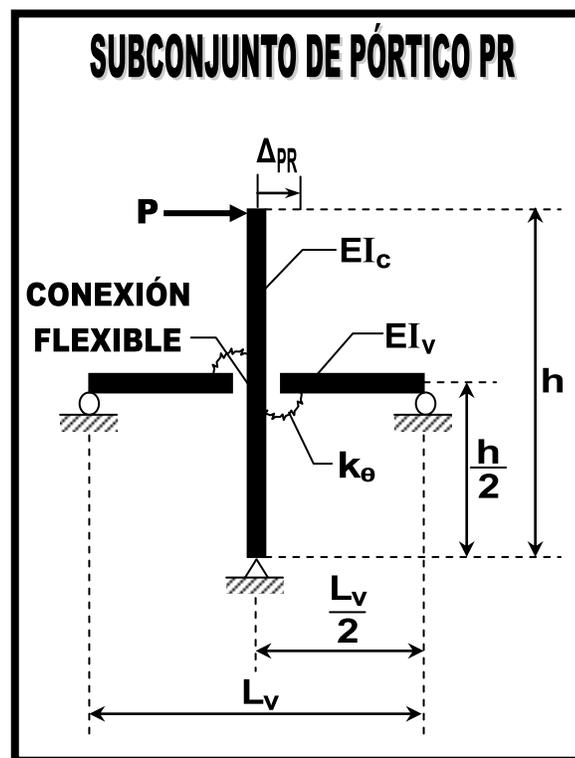


Figura 58. Modelo simplificado de un Subconjunto de miembros vigas con conexiones PR (idealizadas con resortes rotacionales) y columnas con conexiones TR. Ajustado a la figura 5-3 de FEMA 355d (SAC, 2000b), p.5-4, y la figura C5-6 de FEMA 274 (ATC, 1997b), p.5-14.

En este modelo, a diferencia del modelo simplificado de un Subconjunto de una estructura de pórticos a momento TR, se tiene la rotación del nodo de conexión viga-columna es la suma de dos rotaciones parciales; a saber, la rotación del nodo (θ_v) que es permitida por la rigidez

flexional propia de las vigas (K_v), más la rotación del nodo (θ_s), que es permitida por la rigidez rotacional (K_θ) propia de los resortes que se emplean para idealizar las conexiones tipo PR. Por lo tanto, la deriva de entrepiso será igual a la deflexión de las columnas más la suma de la deflexión por la rotación del nodo permitida por las vigas y la deflexión por la rotación del nodo permitida por los resortes ($\Delta_{PR} = \Delta = \Delta_c + \Delta_v + \Delta_s = \Delta_{TR} + \Delta_s$).

Dado que por la definición ($\Delta_{PR} \geq 1.1\Delta_{TR}$ o $\Delta_s \geq 0.1\Delta_{TR}$) de las conexiones PR, se pretende determinar el efecto de las conexiones PR sobre las estructuras de pórticos a momento, pero en términos de la deriva relativa de entrepisos, determinada ésta como la deflexión relativa total entre los puntos de inflexión de las columnas; es necesario hacer lo propio para la rigidez flexional (K_s) de las conexiones PR.

Atendiendo a lo anterior, como por definición la rigidez rotacional se puede expresar como ($K_\theta = M/\theta$) y la rigidez flexional como ($K = M/\Delta$), y si se adopta la ya expuesta simplificación de la deflexión ($\Delta = \theta L$); puede entonces expresarse consecuentemente la rigidez flexional (K_s) de las conexiones PR como ($K_s = K_\theta/h$). Luego, como resultado del análisis elástico y sus ecuaciones del equilibrio estático, se tiene que la deriva relativa, debida exclusivamente a la deflexión de las columnas por la rotación del nodo permitida por los resortes, se puede expresar como ($\Delta_s = P(h/2)/K_s$); y en consecuencia puede ahora determinarse, como se pretendía, la deriva total del modelo simplificado de un Subconjunto de una estructura de pórticos a momento PR ($\Delta_{PR} = \Delta = \Delta_c + \Delta_v + \Delta_s = \Delta_{TR} + \Delta_s$).

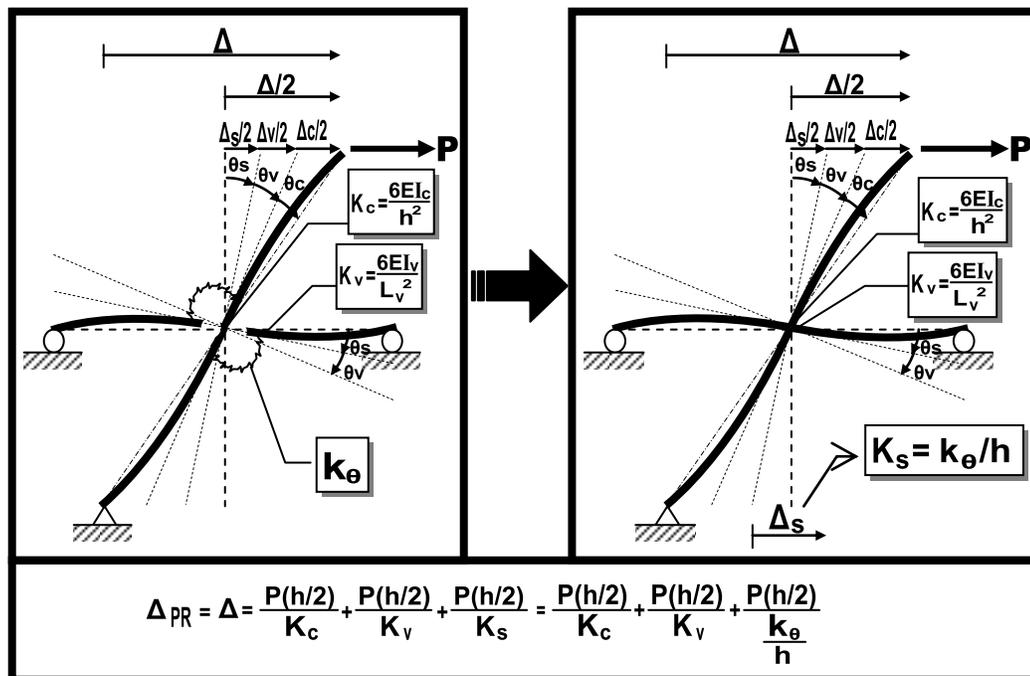


Figura 59. Deriva de entrepiso (Δ_{PR}) del modelo del Subconjunto con vigas con conexiones PR, idealizadas con resortes rotacionales.

El artificio empleado para obtener la expresión de la rigidez ajustada de las vigas ($EI_{v \text{ ajust}}$), consiste en agrupar las derivas debidas a las vigas y resortes, y trabajar estas expresiones para obtener una sola expresión, que represente la deriva debida a la rigidez ajustada de la viga, y posteriormente adicionarle la deriva debida a las columnas, para así obtener la deriva total del pórtico ($\Delta_{PR} = \Delta_c + [\Delta_v + \Delta_s] = \Delta_c + \Delta_{v \text{ ajust}}$).

Si se trabajan ambas expresiones ($\Delta_v + \Delta_s$) como ($\Delta_v = M/K_v$ y $\Delta_s = M/K_s$), de manera tal que se mantenga el mismo numerador (M); la expresión resultante como denominador será la denominada rigidez flexional ajustada de la viga ($K_{v \text{ ajust}} = 1/[1/K_v + 1/K_s]$). Como para el modelo en cuestión se tiene que la rigidez flexional de las vigas es ($K_v = 6EI_v/L_v^2$) y la rigidez flexional de los resortes es ($K_s = k_\theta/h$); si en la expresión de la rigidez flexional ajustada de la viga ($K_{v \text{ ajust}}$) se extrae como factor común el término ($6/L_v^2$), la expresión del factor restante es la rigidez ajustada ($EI_{v \text{ ajust}}$) indicada como *método*

indirecto alternativo tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), y que se presentó ya en este trabajo en la Ecuación 6.20.1.

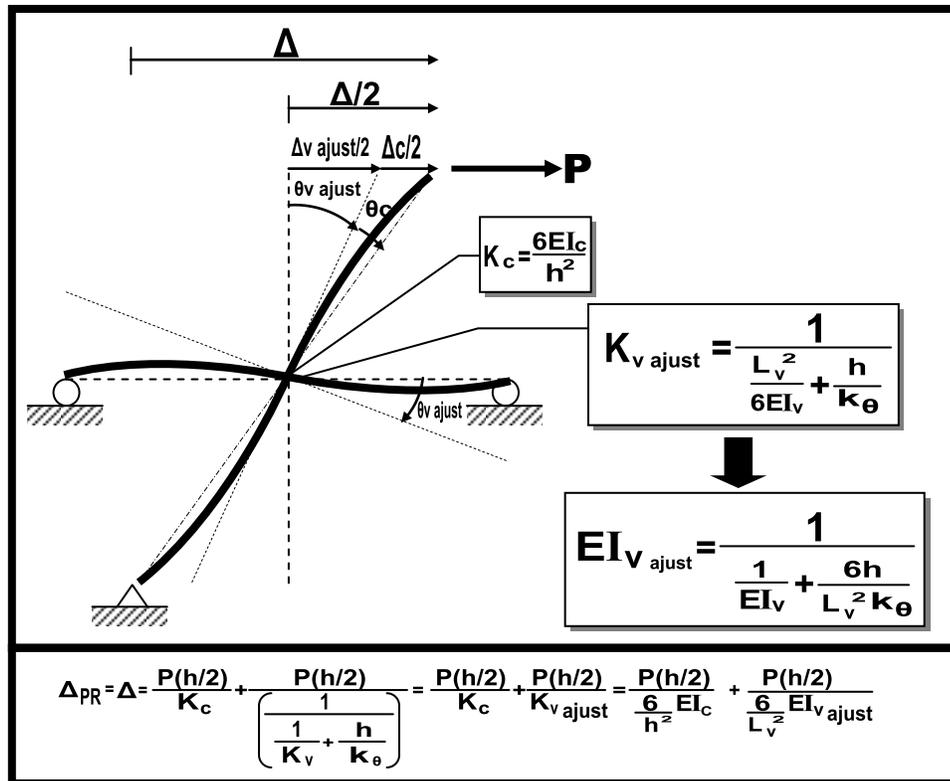


Figura 60. Rigidez ajustadas ($K_{v \text{ ajust}}$ y $EI_{v \text{ ajust}}$) para vigas con conexiones PR en el modelo del Subconjunto.

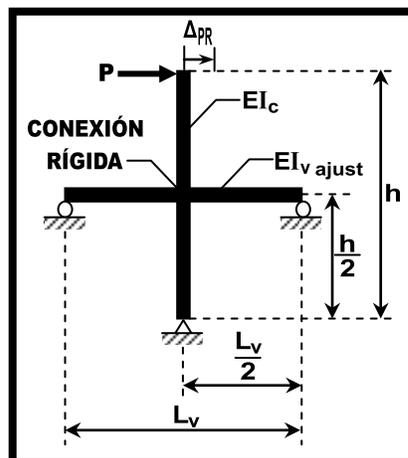


Figura 61. Modelo simplificado de un Subconjunto de Pórtico TR equivalente a uno PR, según el método indirecto alternativo. Ajustado a la figura 5-3 de FEMA 355d (SAC, 2000b), p.5-4, y la figura C5-6 de FEMA 274 (ATC, 1997b), p.5-14.

Y es así como resulta el Modelo simplificado de un Subconjunto de Pórtico TR equivalente a uno PR, según el *método indirecto alternativo*.

Dado que el *método indirecto alternativo* parte de la hipótesis de que el punto de inflexión ocurre justo en la mitad de las vigas, las conexiones de los extremos de las vigas deben poseer igual rigidez. Para poder asumir conexiones en los extremos de las vigas, pero que presenten distintas rigideces rotacional elásticas (K_{θ}), se propone la siguiente deducción de un *método indirecto alternativo ampliado*.

B.2.3) Método indirecto alternativo ampliado:

Considerando una condición análoga a la mostrada en la Figura 41, salvo que los apoyos de los extremos de la viga están sometidos a rotaciones relativas diferentes ($\theta_P \neq \theta_Q$). Los extremos de la viga presenta conexiones (TR), por lo que se consideran resortes elásticos infinitamente rígidos ($K_{\theta P} = K_{\theta Q} = \infty$). Al estar sometidos los apoyos a rotaciones relativas diferentes, las reacciones de momento en dichos apoyos también lo serán.

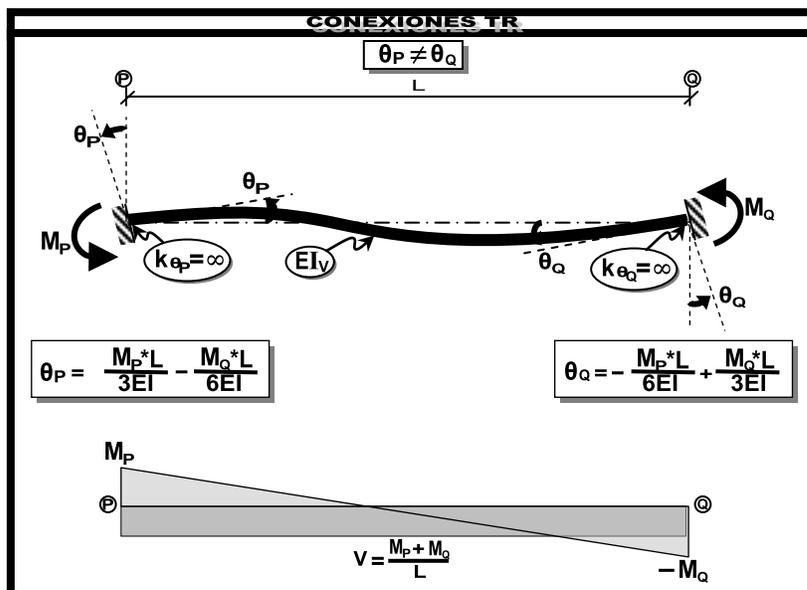


Figura 62. Viga con conexiones TR en sus extremos, con apoyos sometidos a rotaciones relativas diferentes.

Ahora bien, si los apoyos son sometidos a rotaciones relativas iguales ($\theta_P = \theta_Q = \theta$), pero si en los extremos de la viga se incorporan resortes elásticos con diferentes rigideces ($K_{\theta P} \neq K_{\theta Q}$); la rotación relativa en cada uno de los apoyos puede expresarse como la suma de la rotación debida a la rigidez de viga, análogo a si tuviese conexiones (TR), más la debida a la rigidez del resorte correspondiente en dicho extremo ($\theta = \theta_P = \theta_{\text{RESORTE "P"}} + \theta_{\text{EXTREMO "P" DE LA VIGA}}$ DE LA VIGA ó $\theta = \theta_Q = \theta_{\text{RESORTE "Q"}} + \theta_{\text{EXTREMO "Q" DE LA VIGA}}$).

A fin de simplificar la nomenclatura, se indicarán las rotaciones como sigue: $\theta_{\text{RESORTE "P"}} = \theta_{(SP)}$, $\theta_{\text{RESORTE "Q"}} = \theta_{(SQ)}$, $\theta_{\text{EXTREMO "P" DE LA VIGA}} = \theta_{(VP)}$, y $\theta_{\text{EXTREMO "Q" DE LA VIGA}} = \theta_{(VQ)}$.

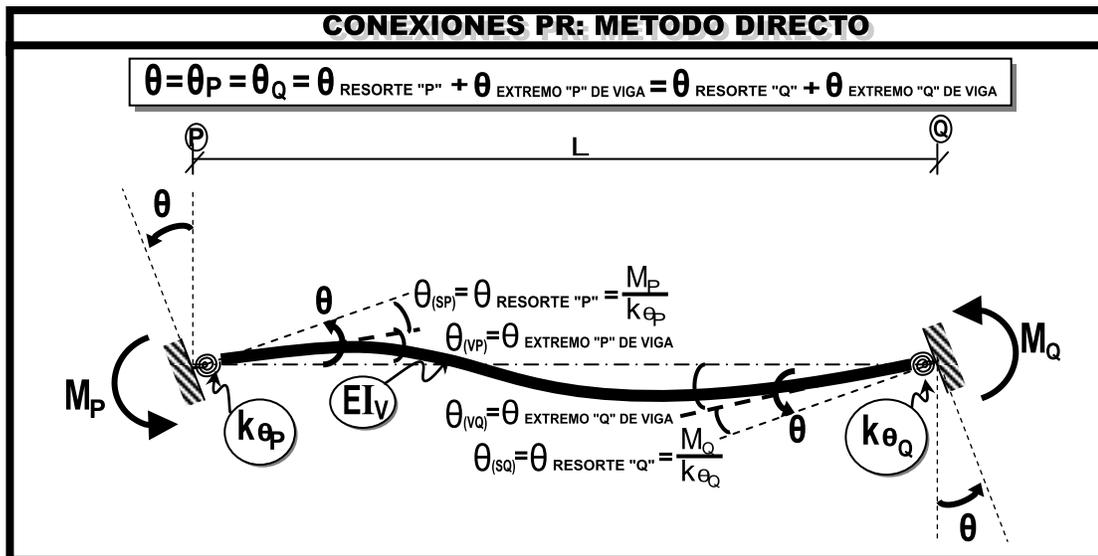


Figura 63. Viga con conexiones PR en sus extremos, con apoyos sometidos a rotaciones relativas idénticas.

Dado que los apoyos son sometidos a rotaciones relativas iguales ($\theta_P = \theta_Q = \theta$), puede establecerse como condición equivalente la de una viga sometida a una deflexión relativa entre los apoyos; similar a condición mostrada en la Figura 47. Las expresiones para (θ_P y θ_Q) se muestran en la Figura siguiente. Al desarrollar la igualdad ($\theta_P = \theta_Q = \theta$) puede obtenerse una expresión representativa para el cociente (M_P/M_Q) o (M_Q/M_P). Denotando al segundo cociente como ($f_{PQ} = M_Q/M_P$) y su inverso como ($f_{QP} = 1/f_{PQ}$), se logra

establecer un factor que permite relacionar de forma relativa las rigideces de la viga y sus conexiones, dependiendo del extremo que se considere.

Si en las expresiones de (θ_P y θ_Q) se sustituye en la primera ($M_Q=f_{PQ}*M_P$) y en la segunda ($M_P=f_{QP}*M_Q$), se pueden reescribir las expresiones de la rotación relativa θ de la viga, según el extremo considerado (P ó Q, respectivamente), pero considerando la rigidez elástica del resorte opuesto ($K_{\theta P}$ ó $K_{\theta Q}$, respectivamente), en lugar del momento (M_P ó M_Q , respectivamente).

Con las expresiones así obtenidas para la rotación relativa θ de la viga, puede determinarse ahora la deflexión relativa Δ de la viga, considerando resortes elásticos con rigideces diferentes; mediante la expresión $\Delta=\theta*L$.

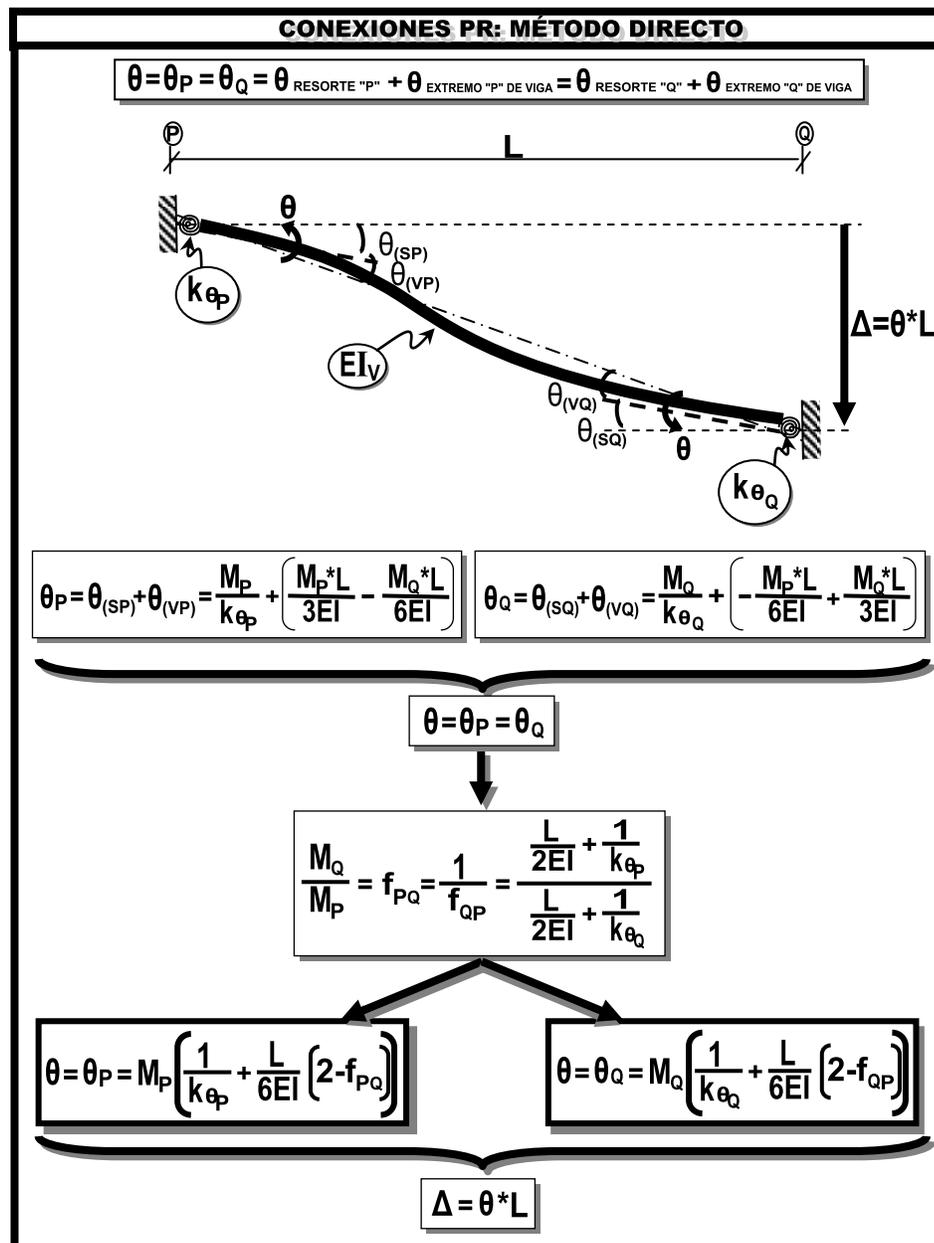


Figura 64. Viga con conexiones PR en sus extremos, con apoyos sometidos a deflexión relativa, según el *método indirecto alternativo ampliado*.

Dado que la forma general, la rigidez a flexión de una viga viene dada por expresión ($K_{\Delta} = M/\Delta$), y puesto que se asume que ($\Delta = \theta * L$); resulta que la rigidez a flexión de la viga en cuestión puede expresarse como ($K_{\Delta} = M/[\theta * L]$). La rigidez a flexión de la viga obtenida de esta manera será entonces la rigidez elástica a flexión ajustada ($K_{v \text{ajust}}$).

$$k_{v \text{ ajust}} = k_{\Delta} = \frac{M_p}{\theta * L} = \frac{1}{\frac{L}{k_{\theta p}} + \frac{L^2}{6EI} (2-f_{PQ})} = \frac{M_Q}{\theta * L} = \frac{1}{\frac{L}{k_{\theta Q}} + \frac{L^2}{6EI} (2-f_{QP})}$$

Figura 65. Rigidez a flexión ajustada de la viga ($K_{v \text{ ajust}}$), según el *método indirecto alternativo ampliado*.

Recordando que la rigidez a flexión de la viga que posee conexiones TR puede expresarse como ($K_{\Delta} = 6EI_V/L^2$); puede expresarse la rigidez de la viga como ($EI_V = K_{\Delta} * L^2/6$). Si a las expresiones de ($K_{v \text{ ajust}}$) obtenidas anteriormente, se multiplican por el factor ($L^2/6$) se obtienen consecuentemente las expresiones para la rigidez ajustada ($EI_{v \text{ ajust}}$) de la viga.

$$EI_{v \text{ ajust}} = \left(\frac{L^2}{6}\right) k_{v \text{ ajust}} = \frac{1}{\frac{6}{L * k_{\theta p}} + \frac{2-f_{PQ}}{EI}} = \frac{1}{\frac{6}{L * k_{\theta Q}} + \frac{2-f_{QP}}{EI}}$$

Figura 66. Rigidez ajustada de la viga ($EI_{v \text{ ajust}}$), según el *método indirecto alternativo ampliado*.

Es importante aclarar que las expresiones obtenidas hasta ahora para este *método indirecto alternativo ampliado*, pueden ser empleadas sin inconvenientes en un análisis elástico lineal; no obstante, de considerarse un análisis no lineal, son necesarias consideraciones adicionales, dado que al considerarse deformaciones más allá del rango lineal, en cada conexión se pudieran tener rigideces distintas además en el rango no lineal. En pocas palabras, los factores ($f_{PQ}=f_{QP}$) dejarán de ser constantes. Y más aún, a pesar de que los resortes en los extremos de una viga posean la misma rigidez elástica ($K_{\theta P}=K_{\theta Q}$), será necesario considerar la capacidad a momento de ambas para poder establecer bajo que nivel de deformación se presenta la variación de rigidez del rango lineal al no lineal en alguno de estos resortes.

Para el caso específico en que la rigidez elástica de ambas conexiones sea idéntica ($K_{\theta}=K_{\theta P}=K_{\theta Q}$), se verifica que los factores que permiten relacionar de forma relativa las rigideces de la viga y sus conexiones son iguales a la unidad ($f_{PQ}=f_{QP}=1$). Para este caso específico

resulta que la rigidez ajustada (EI_V ajust) de la viga en cuestión puede expresarse como sigue:

$$\text{Si } k_{\theta} = k_{\theta P} = k_{\theta Q} \Rightarrow f_{PQ} = f_{QP} = 1 \Rightarrow EI_{V \text{ ajust}} = \frac{1}{\frac{6}{L^* k_{\theta}} + \frac{1}{EI}}$$

Figura 67. Rigidez ajustada de la viga (EI_V ajust) considerando resortes con idéntica rigidez elástica rotacional, según el *método indirecto alternativo ampliado*.

Nótese que la expresión obtenida para la rigidez ajustada de la viga (EI_V ajust) es similar a aquella mostrada en la Figura 60, salvo que el término que contiene la rigidez elástica del resorte (K_{θ}) no considera la altura media de entrepiso y la longitud de la viga no está elevado al *cuadrado*. Esto se debe a que la deducción de dicha expresión no está referida a la deriva de entrepiso, sino exclusivamente a la deformación relativa exclusiva de la viga.

Finalmente, se tiene como *método indirecto alternativo ampliado*, esta nueva expresión obtenida para la rigidez ajustada de la viga (EI_V)_{ajust}:

$$(EI_V)_{\text{ajust}} = \frac{1}{\frac{2 - f_{ij}}{EI_V} + \frac{6}{Lk_{\theta i}}} \quad (\text{Ec. 6.20.2})$$

donde:

$$f_{ij} = \frac{\frac{L}{2EI_V} + \frac{1}{k_{\theta i}}}{\frac{L}{2EI_V} + \frac{1}{k_{\theta j}}}$$

I_V : momento de inercia de la viga.

L: Longitud de la viga en el "center-line".

E: módulo de elasticidad.

$k_{\theta i}$: rigidez elástica rotacional de la conexión PR considerada de la viga (Ecuación 6.19.2).

$k_{\theta j}$: rigidez elástica rotacional de la conexión PR opuesta a la considerada de la viga (Ecuación 6.19.2).

Bien sea si se selecciona el *método indirecto alternativo* ó el *método indirecto alternativo ampliado*, el programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995) permite modificar la rigidez de un miembro (elemento tipo pórtico - “Frame” en inglés) específico, ingresándose directamente el valor relativo de la rigidez ajustada $(EI)_{ajust}$ respecto a la rigidez no ajustada (EI) , a través de la opción “Frame Property/Stiffness modification Factors”, (Ver Figura 68), y según el eje de inercia considerado; es decir:

$$\text{Factor} = \frac{(EI)_{ajust}}{(EI)} \quad (\text{Ec. 6.20.3})$$

donde:

EI: rigidez de la viga.

$(EI)_{ajust}$: rigidez ajustada de la viga. (Ecuación 6.20.1 ó Ecuación 6.20.2)

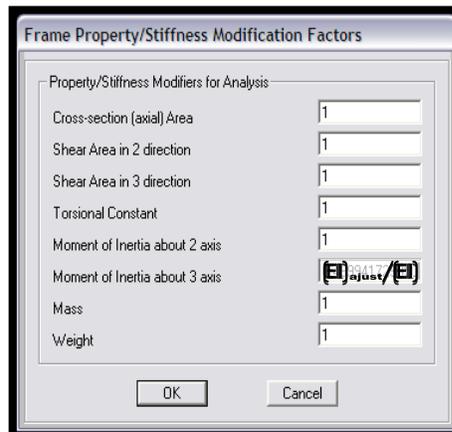


Figura 68. Factor de modificación de la Rigidez de un miembro (elemento tipo “Frame”). Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995)

Recordando que en el presente trabajo, es necesario considerar adicionalmente el *Caso Particular* (indicado previamente en el *método directo*); específicamente, una columna que está conectada en el tope al ala inferior a una viga “IPN”. Sin embargo, ni en el *método indirecto alternativo* ni el *método indirecto alternativo ampliado*, se consideró el incremento de

flexibilidad que pueden ocasionar las cargas axiales de compresión, incluyendo los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$; por lo que tales métodos deben considerarse como aproximados, aún cuando en los análisis no lineales efectuados en el programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995) sea considerada la no linealidad geométrica ($P-\delta$ y $P-\Delta$). Además, como ya se expuso, el *método indirecto alternativo* está limitado a vigas con conexiones idénticas; y el *método indirecto alternativo ampliado*, aún cuando permite considerar resortes con rigidez elástica rotacional diferente, será necesario hacer consideraciones adicionales para tomar en cuenta las variaciones de rigidez en el rango no lineal.

En razón a lo anterior, siempre que sea posible, será recomendable emplear el *método directo* en lugar del *método indirecto alternativo* (o *ampliado*); de lo contrario, queda a juicio del calculista el empleo y o no de este último método, y la coherencia o validez de los resultados de emplearse éste. Se conviene en definitiva en el presente trabajo que, dado que el programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995) permite aplicar el *método directo*, lo más adecuado es emplear dicho método al considerar el ya mencionado *Caso Particular*.

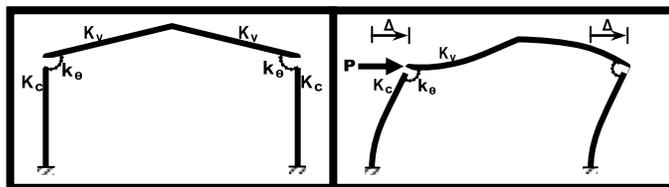


Figura 69. Caso Particular de Modelo de Pórtico PR, y su deformación idealizada ante carga sísmica.

B.3) Miembros con conexiones tipo Flexible:

En cuanto a miembros de pórticos con conexiones tipo Flexibles, Simples o a Corte, estos no son considerados específicamente en FEMA 273 (ATC, 1997a) ni en FEMA 356 (ASCE, 2000); evidentemente por asumirse que el momento que transmiten estas conexiones es despreciable y se asume que son capaces de girar libremente (articulados); es decir, que pueden resistir cargas de corte, mas no de momentos flectores.

II.11.5 Miembros simétricos sometidos a Fuerzas de Flexión y Normales Combinadas

Ya en la Sección II.11.4, con las expresiones Ec. 6.1.a (eje de inercia fuerte) y Ec. 6.9.a (eje de inercia débil), se pueden considerar combinadas las fuerzas axiales y normales en miembros de acero; de hecho, tanto FEMA 273 (ATC, 1997a) como FEMA 356 (ASCE, 2000) señalan sólo la expresión Ec. 6.1.a (eje de inercia fuerte) para combinar la fuerza axial con el momento flector en una dirección principal. De hecho, el programa de cálculo estructural SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995) hace uso de la expresión Ec. 6.1.a (ecuación 5-4 de FEMA 356) para combinar la fuerza axial con los momentos flectores en ambas direcciones principales en cada caso. Hay que recordar que los momentos flectores pueden considerar un Comportamiento Dúctil (*Deformación Controlada*) cuando $(N_u/N_t < 0.5)$ o de un Comportamiento Frágil (*Fuerza Controlada*) cuando $(N_u/N_t \geq 0.5)$, pero las cargas compresivas siempre serán consideradas con un Comportamiento Frágil (*Fuerza Controlada*).

Sin embargo, además de las expresiones antes señaladas, se tiene que en las Especificaciones de la AISC 360-05 (AISC, 2005b) presentan otras 2 expresiones que permiten combinar simultáneamente la fuerza axial con los momentos flectores en ambas direcciones principales, dependiendo de la magnitud de las fuerzas compresivas actuantes. Una de ellas, la ecuación (H1-1a) de la AISC 360-05, se aplica cuando $(N_u/N_t \geq 0.2)$ y la otra, la ecuación (H1-1b) de la AISC 360-05, cuando $(N_u/N_t < 0.2)$. Claro está que estas expresiones están dispuestas para análisis de tipo lineal. Ajustadas estas expresiones para poder ser empleadas además a un procedimiento de análisis estático no lineal, tal y como se señala tanto FEMA 273 (ATC, 1997a) como FEMA 356 (ASCE, 2000), de igual manera los momentos

flectores pueden considerar un Comportamiento Dúctil (*Deformación Controlada*) cuando $(N_u/N_t < 0.5)$ o de un Comportamiento Frágil (*Fuerza Controlada*) cuando $(N_u/N_t \geq 0.5)$, pero las cargas compresivas siempre serán consideradas con un Comportamiento Frágil (*Fuerza Controlada*). Se tiene entonces que la expresión (H1-1a) de la AISC 360-05 (AISC, 2005b) cuando $(N_u/N_t \geq 0.2)$, se dividirá ahora en dos expresiones, una para $(0.2 \leq N_u/N_t < 0.5)$ y otra para $(N_u/N_t \geq 0.5)$, a fin de poder ajustar además a lo indicado tanto FEMA 273 (ATC, 1997a) como FEMA 356 (ASCE, 2000).

A) Miembros sometidos a flexo-compresión ($\Phi=1$):

A.1) Axial (*Fuerza Controlada*) – Flexión (*Deformación Controlada*)

A.1.1) Cuando $(N_u/N_t \leq 0.2)$ (*Fuerza Controlada*):

$$\frac{N_u}{2N_t} + \left(\frac{M_{uX}}{M_{tX}} + \frac{M_{uY}}{M_{tY}} \right) \leq 1 \quad (\text{Ec. 7.1})$$

A.1.2) Cuando $(0.2 < N_u/N_t < 0.5)$ (*Fuerza Controlada*):

$$\frac{N_u}{N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uX}}{M_{tX}} + \frac{M_{uY}}{M_{tY}} \right) \leq 1 \quad (\text{Ec. 7.2})$$

A.2) Axial y Flexión (*Fuerza Controlada*)

A.2.1) Cuando $(N_u/N_t \geq 0.5)$ (*Fuerza Controlada*):

$$\frac{N_u}{N_t} + \frac{M_{uX}}{M_{tX}} + \frac{M_{uY}}{M_{tY}} \leq 1 \quad (\text{Ec. 7.3})$$

En la Ecuación 7.1 a Ecuación 7.3, los subíndices "x" e "y" indican los ejes de flexión alrededor de los cuales se calculan las solicitaciones y las variables que a continuación se definen:

N_t : Resistencia teórica a la compresión.

N_u : Solicitación mayorada a compresión normal.

M_t : Resistencia teórica a flexión.

M_u : Solicitación mayorada a flexión considerando, en el presente Estudio, los efectos P- δ y P- Δ , en el caso de análisis estáticos no lineales (*Pushover*), ó directamente de análisis dinámico lineal de primer orden cuando la demanda reducida considera el Factor de Reducción (R) derivado de los mismos análisis estáticos no lineales (*Pushover*) que consideran dichos efectos P- δ y P- Δ .

B) Miembros sometidos a flexo-tracción:

Los miembros sometidos simultáneamente a tracción normal y flexión deben satisfacer la Ecuación 7.1 o Ecuación 7.2 con las siguientes modificaciones en la definición de las variables:

N_t : Resistencia teórica a tracción.

N_u : Solicitación mayorada a tracción.

Cuando en el programa de cálculo estructural SAP2000 v.12 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)) se define un “Hinge” (P-M2-M3) para miembros de acero, se presenta una lista de opciones a elegir para que el SAP2000 determine automáticamente la superficie de interacción (P-M2-M3); y entre las opciones se encuentra de las ecuaciones (H1-1a) y (H1-1b) de la AISC 360-05, además de la ya indicada ecuación 5-4 de FEMA 365.

Tabla 18

Distintas obtienes de superficies de interacción (P-M2-M3) que presenta el SAP2000 v.12 al definir un “Hinge” (P-M2-M3).

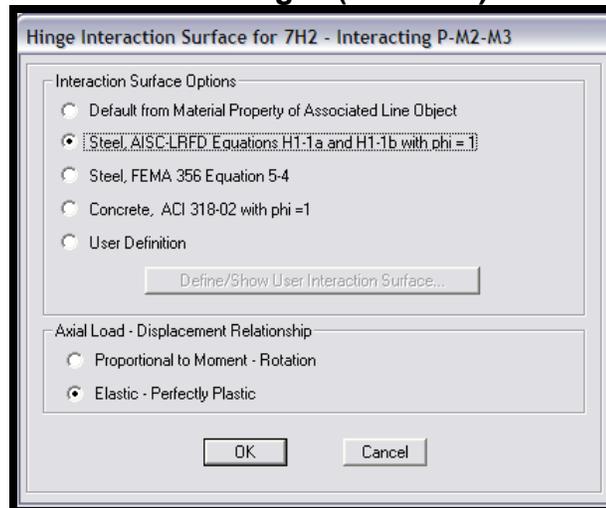


Tabla 19

Ejemplo del cálculo de la superficie de interacción (P-M2-M3), según las expresiones (H1-1a y H1-1b) de la AISC-LRFD, que desarrolla el SAP2000 v.12 al definir un “Hinge” (P-M2-M3), para 16 curvas P-M (16 ángulos que dividen la curva elíptica o circular de la interacción M2-M3), y dividiendo tanto la capacidad teórica a tracción y a compresión en 5 partes.

α	P	M2	M3
0°	N_{tC} / N_{tT}	0	0
22.5°	$(4/5) * (N_{tC} / N_{tT})$	$\text{Cos}(\alpha)$	$\text{Seno}(\alpha)$
45°	$(3/5) * (N_{tC} / N_{tT})$	$\text{Cos}(\alpha)$	$\text{Seno}(\alpha)$
67.5°	$(2/5) * (N_{tC} / N_{tT})$	$\text{Cos}(\alpha)$	$\text{Seno}(\alpha)$
90°	$(1/5) * (N_{tC} / N_{tT})$	$\text{Cos}(\alpha)$	$\text{Seno}(\alpha)$
112.5°	0	$\text{Cos}(\alpha)$	$\text{Seno}(\alpha)$
135°	1/5	$0.9 * \text{Cos}(\alpha)$	$0.9 * \text{Seno}(\alpha)$
157.5°	2/5	$0.9 * (3/4) * \text{Cos}(\alpha)$	$0.9 * (3/4) * \text{Seno}(\alpha)$
180°	3/5	$0.9 * (2/4) * \text{Cos}(\alpha)$	$0.9 * (2/4) * \text{Seno}(\alpha)$
202.5°	4/5	$0.9 * (1/4) * \text{Cos}(\alpha)$	$0.9 * (1/4) * \text{Seno}(\alpha)$
225°	1	0	0
247.5°			
270°			
292.5°			
315°			
337.5°			

Partiendo del resultado que obtiene el SAP2000 v.12 de la superficie de interacción, que representa el valor del límite de resistencia a la cedencia; por lo tanto, si se selecciona el “Hinge” (P-M2-M3) como con un Comportamiento Frágil (*Fuerza Controlada*) automáticamente se tendrían los valores límites de resistencia a la cedencia por flexión y compresión o tracción. Por otro lado, si se selecciona el “Hinge” (P-M2-M3) para recrear un Comportamiento Dúctil (*Deformación Controlada*); sin embargo, para este caso, adicionalmente será necesario considerar distintos factores de ductilidad que permitan recrear la capacidad de resistencia y deformación en el rango inelástico o plástico, o lo que es lo mismo, recrear una rótula plástica. Para ello, es necesario tomar en cuenta los tres rangos de carga compresiva considerados en las relaciones de flexo-compresión, $(N_u/N_t \leq 0.2)$, $(0.2 < N_u/N_t < 0.5)$ y $(N_u/N_t \geq 0.5)$, de aquí que básicamente lo ideal será considerar al menos las siguientes 3 cargas compresivas $(N_u/N_t = 0.2)$, $(N_u/N_t = 0.201)$ y $(N_u/N_t = 0.5)$ para poder seleccionar de la Tabla 32 los correspondientes valores límites dentro de los rangos $(N_u/N_t \leq 0.2)$ y $(0.2 < N_u/N_t < 0.5)$ que son justamente en donde se consideran un Comportamiento Dúctil (*Deformación Controlada*). En la Sección II.19.3 *Métodos de Análisis Estático No Lineal* se detalla con más claridad lo expuesto en este párrafo, ya que la superficie de interacción obtenida de las expresiones de flexo-compresión expuesta aquí sólo marcan el límite del comportamiento elástico de la sección del miembro de acero evaluado.

Es importante señalar además que, el programa de cálculo estructural SAP2000 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)) incluye la opción de considerar automáticamente los efectos P- δ y P- Δ (efectos de segundo orden que considera la no linealidad geométrica) en análisis estáticos no lineales (*Pushover*) (ver Figura 70). En el caso de análisis dinámico lineal de primer orden que se expone en la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, los resultados obtenidos de las demandas reducidas por los Factores de Reducción (R), derivados de los mismos análisis estáticos no lineales

(*Pushover*) que incorporan los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$, y sus implicaciones sobre la estabilidad de la estructura, ya consideran la amplificación de las solicitaciones debida a dichos efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ (efectos de 2º orden); por lo que no será necesario amplificar las solicitaciones obtenidas de dicho análisis dinámico lineal de primer orden.

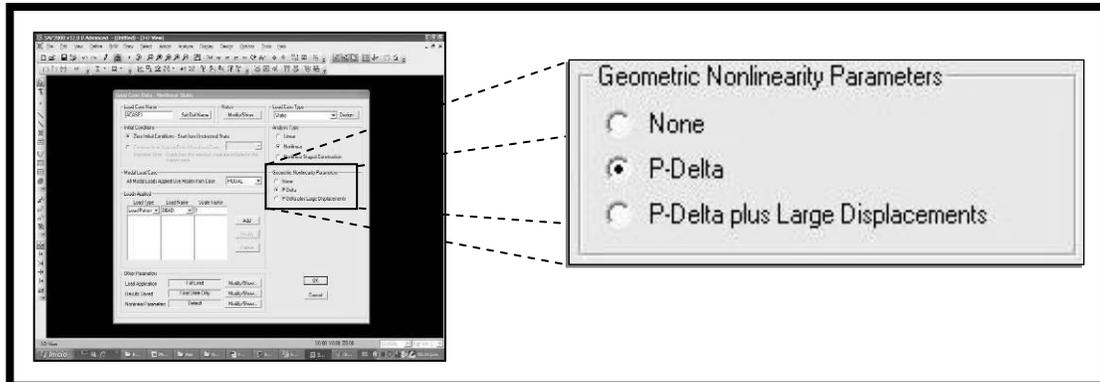


Figura 70. Efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

II.11.6 Fuerzas concentradas

II.11.6.1 Fuerzas concentradas en alas y alma de los miembros

Se obvian los factores de reducción por diseño por razones ya expuesta. Todos los estados límites presentados en esta Sección se consideran como una condición de falla frágil ya que pueden dar origen a una pérdida súbita de resistencia o rigidez de los miembros o conexiones; y en consecuencia, se serán analizados por medio de *Fuerza Controlada*. Sin embargo, como ya se señaló en la Sección II.11.c, a pesar de que se mostrarán más adelante valores o expresiones de capacidad afectados por el *Factor de Conocimiento* “k”, se conviene en el presente trabajo de Investigación adoptar como *Factor de Conocimiento* el valor de ($k=1$).

Criterios y consideraciones *adicionales* que pueden ser necesarios para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas concentradas sobre las alas y almas de los miembros y las conexiones entre vigas y columnas; como lo son:

A) Flexión local de las alas.

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, y adecuándose a FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), se tiene que:

Para este estado límite se consideran fuerzas de tracción, tanto las individuales como a la *componente de tracción del par aplicado*, la resistencia teórica de este estado límite se calculará mediante la siguiente expresión:

$$R_t = k \cdot 6.25(t_f)^2 F_y \quad (\text{Ec. 8.1})$$

donde:

- t_f : el espesor del ala del miembro.
- F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.
- k : Factor de Conocimiento.

Cuando las solicitaciones mayoradas sobre el ala exceda su resistencia teórica R_t , se deberá de disponer de un par de rigidizadores transversales con longitud de al menos la mitad de la altura del alma, en el ala que distribuye la fuerza concentrada de tracción.

Cuando la fuerza concentrada a ser resistida esté aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10t_f$, la resistencia teórica R_t se reducirá en un cincuenta por ciento (50%).

Tal y como se expresa en el Manual de la Construcción en Acero, para el diseño para estados límites LRFD de la AISC, (AISC, 1994), la longitud de $10t_f$ representa la longitud efectiva del ala de la columna, medida a ambos lados del punto de aplicación de la fuerza concentrada, y para la cual se asume que es la requerida para que se desarrolle la resistencia total a este estado límite.

No será necesario verificar la Ecuación anterior cuando la longitud de la zona solicitada del ala, medida a lo ancho del ala es menor que $0.15b_f$, siendo b_f el ancho del ala del miembro.

La siguiente figura pretende ilustrar este estado límite.

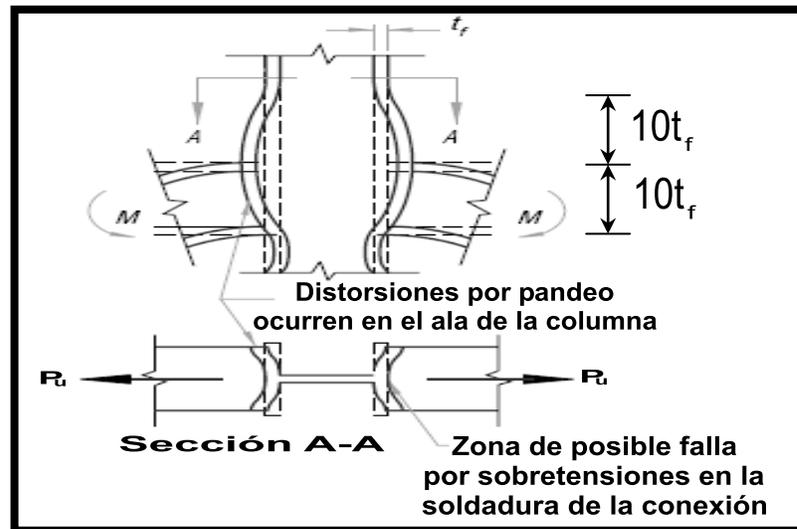


Figura 71. Pandeo o Flexión Local de Alas. Fuente: figura 10-10, del *Manual of Steel Construction*, (AISC, 1994).

B) Cedencia local del alma.

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, y adecuándose a FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), se tiene que considerando tanto fuerzas concentradas individuales como a las dos componentes del par de fuerzas concentradas, la resistencia teórica de este estado límite se calculará según:

a) Cuando la fuerza concentrada, esté aplicada a una distancia del extremo del miembro, mayor que la altura de éste:

$$R_t = k (5d_f + d_R) F_y t_w \quad (\text{Ec. 8.2})$$

b) Cuando la fuerza concentrada está aplicada a una distancia del extremo del miembro que es menor o igual a la altura (d) de éste, se considera la mitad de la longitud proyectada sobre el borde del filete del alma:

$$R_t = k (2.5d_f + d_R) F_y t_w \quad (\text{Ec. 8.3})$$

donde:

- F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.
- d_R : longitud de contacto, para la cual la norma exige que en el diseño no sea menor que d_f para las reacciones en los extremos de la viga.
- d_f : distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma, para la cual la norma exige que en el designo no sea menor que d_f para las reacciones en los extremos de la viga.
- t_w : espesor del alma.
- k : Factor de Conocimiento.

La siguiente Figura (representando el caso a) intenta ilustrar más claramente las dimensiones consideradas para determinar la resistencia teórica para el estado límite por Cedencia Local del Alma, y donde P_u representa la sollicitación por carga concentrada mayorada (en el presente trabajo, representa la correspondiente carga concentrada que el ala del miembro conectado, en este caso un perfil I, en capaz de transferir).

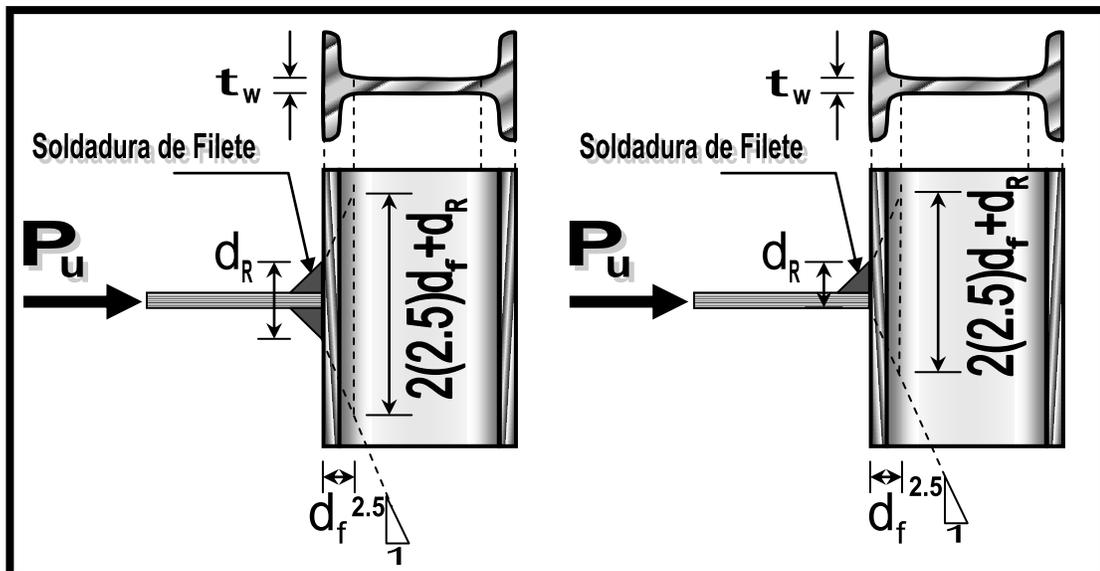


Figura 72. Dimensiones consideradas para determinar la resistencia teórica por Cedencia Local del Alma.

Cuando las sollicitaciones mayoradas sobre el borde de los filete del alma exceda su resistencia teórica R_t , se deberá disponer de un par de

rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de tracción o de compresión.

C) Aplastamiento local del alma.

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, y adecuándose a FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), se tiene que considerando fuerzas de compresión, tanto las individuales como a la componente de compresión del par de fuerzas concentradas, y aplicable tanto para conexiones por aplastamiento como para conexiones a momento; se tiene que la resistencia teórica de este estado límite se calculará según:

a) Donde la carga concentrada de compresión a ser resistida está aplicada a una distancia igual o mayor de $d/2$ del extremo del miembro:

$$R_t = k0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} \quad (\text{Ec. 8.4})$$

b) Donde la carga concentrada de compresión a ser resistida está aplicada a una distancia menor de $d/2$ del extremo del miembro:

Cuando $d_R/d \leq 0.2$

$$R_t = k0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} \quad (\text{Ec. 8.5})$$

Cuando $d_R/d > 0.2$

$$R_t = k0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} \quad (\text{Ec. 8.6})$$

donde:

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.

E : módulo de elasticidad del acero.

d : representa la altura total del miembro.

d_R : longitud de contacto, análogo al determinado para cedencia local del alma.

- d_f : distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma.
 t_w : espesor del alma.
 t_f : el espesor del ala.
 k : Factor de Conocimiento.

Cuando las solicitaciones mayoradas sobre el borde de los filete del alma exceda su resistencia teórica R_t . Se deberá disponer o bien de un rigidizador transversal o de un par de rigidizadores transversales o de una plancha adosada al alma, con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de tracción o de compresión.

D) Pandeo lateral del alma.

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, se tiene que considerando únicamente fuerzas de compresión individuales aplicadas a los miembros cuando se pueda producir un movimiento lateral relativo entre el ala comprimida y el ala traccionada no restringida en el punto de aplicación de la fuerza concentrada, la resistencia teórica de este estado límite se calculará según:

- a) Si el ala comprimida está impedida de rotar:

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) \leq 2.3$:

$$R_t = k \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{L/b_f} \right)^3 \right] \quad (\text{Ec. 8.7})$$

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) > 2.3$:

No será necesario verificar el estado límite de agotamiento resistente por pandeo lateral del alma.

Cuando las solicitaciones mayoradas excedan su resistencia teórica R_t , se deberá disponer de arriostramiento lateral local en el ala traccionada, o bien un par de rigidizadores transversales o una

plancha adosada al alma con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de compresión.

b) Si el ala cargada no está restringida contra rotación:

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) \leq 1.7$:

$$R_t = k \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left(0.4 \left(\frac{h/t_w}{L/b_f} \right)^3 \right) \quad (\text{Ec. 8.8})$$

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) > 1.7$:

No será necesario verificar el estado límite de de pandeo del alma.

Cuando las solicitaciones mayoradas excedan su resistencia R_t , se deberá suministrar arriostramiento lateral local en ambas alas en el punto de aplicación de las fuerzas concentradas.

donde:

$C_r = 67.5 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (cuando en el punto de aplicación de la fuerza, $M_u < M_y$)

$33.75 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (cuando en el punto de aplicación de la fuerza, $M_u \geq M_y$)

$M_y = SF_y$.

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.

S : módulo de sección elástico considerado, según el eje de inercia considerado.

L : la mayor longitud sin soporte lateral a lo largo de cualquier ala en el punto de aplicación de la carga concentrada.

b_f : ancho del ala.

h : altura libre del alma, comprendida entre las alas, descontando el filete o radio de transición para perfiles laminados; la distancia entre líneas de conectores o la distancia libre entre las alas de perfiles soldados o secciones armadas.

t_w : espesor del alma.

k : Factor de Conocimiento.

E) Pandeo del alma comprimida.

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, y adecuándose a FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), se tiene que considerando un par de fuerzas concentradas de compresión, así como las componentes de compresión en pares de fuerzas concentradas, *aplicadas en el mismo sitio a ambas alas de un miembro*, la resistencia teórica de este estado límite se calculará mediante la siguiente expresión:

$$R_t = k \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_y}}{h} \quad (\text{Ec. 8.9})$$

donde:

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.

t_w : espesor del alma.

h : altura libre del alma, comprendida entre las alas, descontando el filete o radio de transición para perfiles laminados.

E : módulo elástico del acero.

k : Factor de Conocimiento.

Cuando las solicitaciones mayorada sobre el alma exceda su resistencia teórica R_t , se deberá disponer o bien un rigidizador transversal o un par de rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma con longitud igual a toda la altura del alma, adyacentes a las fuerzas concentradas en ambas alas.

Cuando el par de fuerzas de compresión concentradas esté aplicado a una distancia medida desde el extremo del miembro menor que $d/2$, el valor de resistencia teórica R_t podrá reducirse en un cincuenta por ciento (50%).

F) Corte en el panel de conexión viga – columna. (ver Sección II.6.1.1)

II.11.6.2 Zona del Panel, y Filosofía de Columnas Fuerte-Vigas Débiles

Se obvian los factores de reducción por diseño por razones ya expuesta. Los estados límites presentados en esta Sección consideran dos condiciones de falla: a) condición de falla frágil, que puede dar origen a una pérdida súbita de resistencia o rigidez de los miembros o conexiones; y en consecuencia, se serán analizados por medio de *Fuerza Controlada*, y b) condición de falla dúctil (*Deformación Controlada*). Recordando que de la Sección II.11.c, se conviene en el presente trabajo de Investigación adoptar como *Factor de Conocimiento* el valor de ($\kappa=1$).

Tal y como se señala en la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, se define la zona del panel como el *área de conexión viga - columna limitada por las alas de las vigas y la columna*.

De forma más precisa, en el documento "*Especificaciones para Edificaciones de Acero Estructural*", ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), se define la zona del panel como el *área del alma de la conexión viga a columnas, delineada por la extensión de las alas de la viga y la columnas a través de la conexión, transmitiendo momento a través del panel de corte*.

En *conexiones rígidas viga-columna*, los esfuerzos de corte en el alma de la columna pueden ser elevados dentro de los límites de una conexión rígida de dos o más miembros, cuyas almas están dentro de un plano común. En el caso de *conexiones por aplastamiento*, puede ocurrir aplastamiento local del alma en las adyacencias del ala cargada. En el caso de *conexiones a momento con vigas laminadas con $F_y \leq 3515 \text{ kgf/cm}^2$* , se considera que el criterio de aplastamiento local del alma no controle el diseño de dicha conexión.

Según la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, considerando $\phi=1$, para adecuarse a FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000),

cuando las fuerzas mayoradas ΣF_u generan esfuerzos muy elevados de demanda por corte en el alma de la columna a lo largo del plano A-A; es decir, que *exceden la resistencia del alma de la columna* R_v ($\Sigma F_u > R_v$), los requisitos sismorresistentes exigen que en la conexión se dispongan de rigidizadores transversales (planchas de continuidad) o planchas adosadas al alma. (Ver Figura 74, Figura 30 y Figura 31).

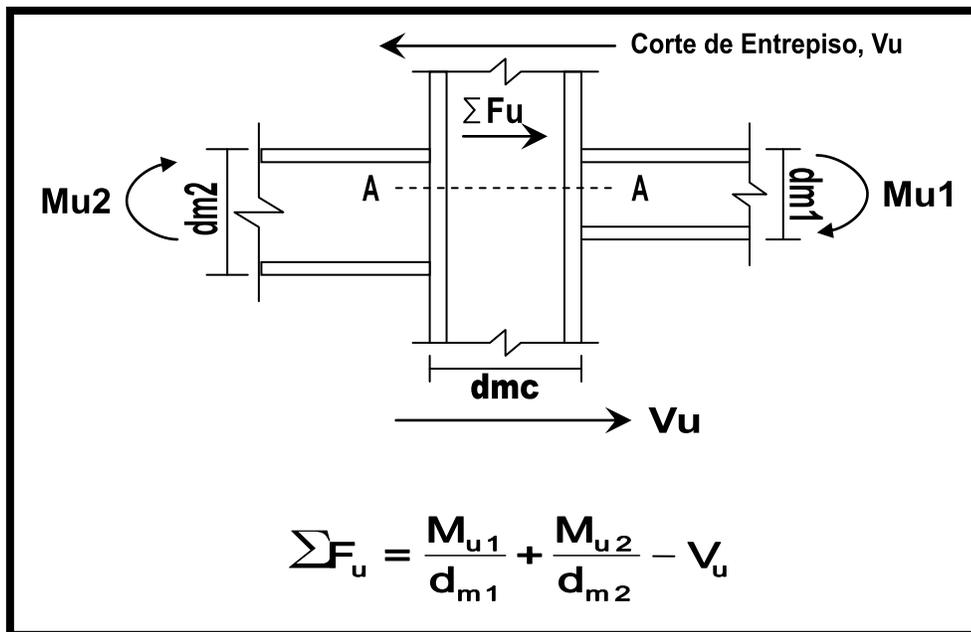


Figura 73. Fuerzas en la Zona de Panel. Fuente: Ajustado a la figura C-20.3 del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1618-1998.

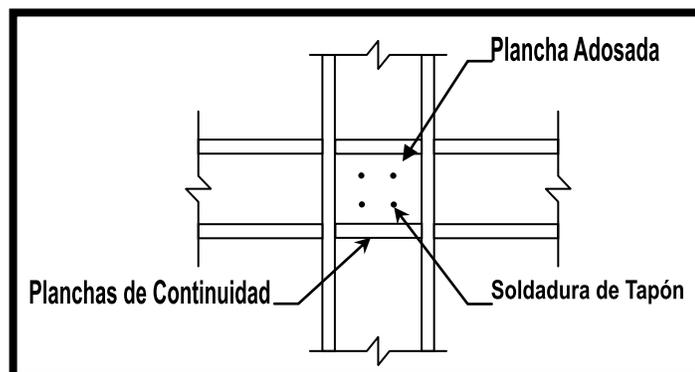


Figura 74. Plancha Adosada y Plancha de continuidad. Fuente: Ajustado a la figura C-11.4 del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998.

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, y adecuándose a ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000), se tiene que considerando pórticos de acero no arriostrados con diagonales, donde se considere que la estructura posee poca capacidad de disipación de energía a través de incursiones en el rango inelástico (de la Sección II.14: estructuras Tipo I con Nivel de Diseño ND1 – OMF); la resistencia teórica R_v , se calculará de la siguiente manera:

a) Condición de falla frágil (*Fuerza Controlada*)

Cuando en el análisis no se consideren los efectos de la deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico:

Cuando ($N_u \leq 0.4N_y$)

$$R_v = k 0.6F_y d_c t_w \quad (\text{Ec. 8.10})$$

En particular para esta expresión, se convino asumir el factor de 0.6 de ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005b), en lugar del correspondiente a la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 de 0.7.

Cuando ($N_u > 0.4N_y$)

$$R_v = k 0.6F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{N_u}{N_y} \right) \quad (\text{Ec. 8.11})$$

b) Condición de falla dúctil (*Deformación Controlada*)

En los siguientes dos casos, se adoptará en el presente trabajo, para la deformación angular por corte cedente θ_y , de la Zona de Panel de perfiles IPN, el valor de $\theta_{yv} = \mathbf{k0.003 \text{ rad}}$ (Ecuación 5.15).

b.1) Según la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, cuando en el análisis se consideren los efectos de la deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico:

Cuando ($N_u \leq 0.75N_y$)

$$R_v = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{Ec. 8.12})$$

Cuando ($N_u > 0.75N_y$)

$$R_v = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2N_u}{N_y} \right) \quad (\text{Ec. 8.13})$$

b.2) Alternativamente, tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se asume la siguiente expresión “más conservadora” para un análisis donde se consideren los efectos de la deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico⁴⁴:

$$R_v = \left(1 / \sqrt{3} \right) F_{ye} \left(0.95d_c \right) t_p = 0.55 F_{ye} d_c t_p \quad (\text{Ec. 8.13})$$

donde:

$$F_{ye} = R_y F_y$$

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero empleado.

⁴⁴ Como se expresa en la Sección 2.5 de la publicación *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo I. Especificaciones, Normas y Códigos. Segunda Edición (SIDOR, 1982c)*, p. 1-200: “Usando en Criterio de Von Mises, la tensión promedio a la cual un alma no reforzada podría fluir totalmente en corte puro puede expresarse como $F_y/\sqrt{3}$. Se ha observado* que la resistencia a la flexión plástica de una viga de perfil I no se reduce apreciablemente hasta que ocurre la fluencia de corte sobre la altura efectiva total, la cual puede ser tomada como la distancia entre los centroides de sus alas (aproximadamente 0,95 veces su altura real).”

A pesar de que en lo expresado anteriormente se consideró que el alma no está reforzada; tanto en FEMA 273 (ATC, 1997a) como en FEMA 356 (ASCE, 2000), se permite considerar planchas dobles en lo que corresponde al espesor total (t_p) de la zona de panel.

- R_y : factor de modificación.
- N_y : resistencia cedente a fuerzas normales de la columna, igual al producto $F_y A$.
- A : área de la sección transversal de la columna.
- d_c : altura de la sección transversal de la columna.
- t_w : espesor del alma de la columna.
- t_p : espesor total de la zona de panel, incluyendo planchas dobles si las hay.
- k : Factor de Conocimiento.

Cuando los cortantes mayorados excedan la resistencia teórica R_v , se deberá incorporar planchas adosadas en la zona del panel de las conexiones viga-columna, tal como se define en el Apéndice G de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998.

Columna Fuerte-Viga Débil. Relación de momentos en los nodos.

Aún cuando, la filosofía de columnas fuertes–vigas débiles según la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 concierne más al comportamiento global del pórtico que a la interconexión individual de vigas y columnas; el cumplimiento de la Ecuación 8.13-C/V, pretende forzar a que en la respuesta inelástica predomine la cedencia en las vigas antes que en las columnas como mecanismo de disipación de energía. Se considera básicamente el cumplimiento de un Nivel de Diseño ND3.

Particularmente, para aquellas columnas del sistema resistente a sismo de edificaciones de un piso, donde se verifique que:

- $N_u \geq 0.3AF_y$ (para todas las Combinaciones de la Sección II.20, menos la Combinación 18.8 y la Combinación 18.9)

- Las vigas cumplan con los valores límites ancho/espesor de las para secciones para diseño plástico, λ_{pd} , y las columnas con los valores límites ancho/espesor para secciones compactas, λ_p , ambos según la Sección II.9.
- En las regiones de formación de rótulas plásticas no se presenten cambios abruptos en el área de las vigas.

debe cumplirse que en sus nodos se satisfaga la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.13-C/V})$$

donde:

$\sum M_{pc}^*$: La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pc}^* = \sum_c (F_y - N_{uc}/A)$. Donde no coincidan los ejes de las vigas concurrentes en un mismo plano, se tomará como eje el valor promedio.

$\sum M_{pb}^*$: Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y M_p + M_v)$, donde M_v es el momento adicional que se produce al trasladar el cortante en la rótula plástica al centro de la columna. Alternativamente, se permite tomar $\sum M_{pb}^*$ de los resultados de ensayos que satisfagan los requisitos de la Subsección 11.4.4.1 o por análisis basado en los resultados de ensayos. En las conexiones con vigas de sección reducida, se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y M_p + M_v)$, donde Z es el menor

módulo de sección plástico de la viga de sección reducida.

y donde las variables tienen el siguiente significado:

- A : Área de la columna, cm^2 .
- F_y : Tensión cedente mínima especificada del acero de la columna, kgf/cm^2 .
- N_{uc} : Solicitación mayorada de compresión normal de la columna (un número positivo), kgf .
- Z_c : Módulo de sección plástico de la columna, cm^3 .

II.11.7 Resistencia de los elementos afectados en los miembros conectados

La resistencia de los elementos afectados en los miembros conectados (por ejemplo las almas de las vigas) será el menor valor que resulte de evaluar los siguientes modos de falla que determinan el estado límite de agotamiento resistente: rotura por corte, rotura por tracción y rotura por bloque de corte.

Todos los estados límites presentados en esta Sección se consideran como una condición de falla frágil ya que pueden dar origen a una pérdida súbita de resistencia o rigidez de los miembros o conexiones; y en consecuencia, se serán analizados por medio de *Fuerza Controlada*. Recordando que de la Sección II.11.c, se conviene en el presente trabajo de Investigación adoptar como *Factor de Conocimiento* el valor de ($k=1$).

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, y adecuándose a FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000):

A) Resistencia a la rotura por corte: la resistencia teórica a lo largo del plano de falla de cortante en los elementos afectados de miembros conectados será igual a R_t , donde:

$$R_t = k \cdot 0.6 F_u A_{nv} \quad (\text{Ec. 8.14})$$

donde:

F_u : resistencia última a tracción del acero.

A_{nv} : área neta sometida a corte.

k : Factor de Conocimiento.

B) Resistencia a la rotura por tracción: la resistencia teórica R_t a lo largo del plano de tracción en los elementos afectados de los miembros conectados será igual a:

$$R_t = k F_u A_{nt} \quad (\text{Ec. 8.15})$$

donde:

F_u : resistencia última a tracción del acero.

A_{nt} : área neta sometida a tracción.

k : Factor de Conocimiento.

C) Resistencia por rotura en el bloque de corte: esta verificación se efectúa para las conexiones de los extremos de las vigas cuya ala superior haya sido cortada y *desmembrada y situaciones similares*, en los *miembros traccionados* y en las planchas usadas como cartelas (planchas de nodos). Así mismo, debe también verificarse este modo de falla por bloque de corte alrededor de la *periferia de conexiones soldadas*. El fenómeno del bloque de corte es un *fenómeno de ruptura o desgarramiento* y no un estado límite de cedencia. La resistencia teórica a la *rotura* por bloque de corte, R_{bs} , estará determinada por el mecanismo que controle el modo de falla:

a) Cuando $0.6F_u A_{nv} \leq F_u A_{nt}$, el mecanismo de falla es de cedencia por corte y *fractura por tracción*:

$$R_{bs} = k (0.6F_y A_v + F_u A_{nt}) \quad (\text{Ec. 8.16})$$

b) Cuando $0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$, el mecanismo de falla es de cedencia por tracción y *fractura por corte*:

$$R_{bs} = k (0.6F_u A_{nv} + F_y A_t) \quad (\text{Ec. 8.17})$$

c) En todos los casos:

$$R_{bs} \leq k (0.6F_u A_{nv} + F_y A_{nt}) \quad (\text{Ec. 8.18})$$

donde para la Ecuación 8.14 a la Ecuación 8.18:

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero.

F_u : resistencia última a tracción del acero.

A_{nt} : área neta traccionada.

A_{nv} : área neta sometida a corte.

A_t : área total traccionada.

A_v : área total sometida a corte.

k : Factor de Conocimiento.

II.11.8 Resistencia de los elementos de conexión

Las siguientes disposiciones se aplican a los elementos de conexión, tales como los rigidizadores, las cartelas o planchas de nodos, los ángulos, las ménsulas y el panel de las conexiones viga - columna. En todos estos casos se omitirá el factor de minoración por diseño, por las razones ya expuestas.

Al igual que en la anterior Sección II.11.8, todos los estados límites presentados en esta Sección se consideran como una condición de rotura (falla frágil); y en consecuencia, se serán analizados por medio de *Fuerza Controlada*.

De COVENIN-MINDUR 1618:1998, y adecuándose a FEMA 273 (ATC, 1997a) y FEMA 356 (ASCE, 2000):

A) Resistencia de los elementos de conexión traccionados.

La resistencia R_t de los elementos de conexión soldados, estáticamente traccionados, como por ejemplo los empalmes y las cartelas, será el menor valor obtenido de analizar los siguientes estados límites de agotamiento resistente.

a) Cedencia por tracción:

$$R_t = k A F_y \quad (\text{Ec. 8.19})$$

b) Rotura por tracción:

$$R_t = k A_n F_u \quad (\text{Ec. 8.20})$$

El área neta, A_n , estará limitada al valor de $A_n \leq 0.85A$

c) Rotura por bloque de corte:

Se calcula según los criterios de la Ecuación 8.16, Ecuación 8.17 y Ecuación 8.18.

donde para la Ecuación 8.19 y Ecuación 8.20:

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero.

F_u : resistencia última a tracción del acero.

A: área total de la sección transversal.

A_n : área neta de la sección transversal.

k: Factor de Conocimiento.

B) Otros elementos de conexión traccionados.

Para todos los otros elementos de conexión, su resistencia teórica R_t se determina para el estado límite aplicable que asegure que sea igual o mayor que las solicitaciones mayoradas. Se calcula la resistencia teórica R_t apropiada para la geometría y el tipo de cargas en el elemento de conexión. La cedencia por corte en los elementos de conexión se calculará con:

$$R_t = k 0.6AF_y \quad (\text{Ec. 8.21})$$

donde:

F_y : resistencia mínima a la cedencia del acero.

A: área total de la sección transversal.

k: Factor de Conocimiento.

C) Resistencia de los elementos de conexión comprimidos.

Para los elementos de conexión comprimidos, se seleccionará el estado límite apropiado *de los casos de análisis para los elementos de conexión traccionados.*

II.11.9 Resistencia al aplastamiento

Considerando las limitaciones expuestas al principio de este trabajo y las características propias de mayoría de las conexiones en los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R, los siguientes estados límites no serán considerados en los análisis:

A) En el área de contacto de materiales de acero.

B) Aplastamiento en apoyos de concreto.

II.11.10 Capacidad la Soldadura en Conexiones Soldadas

II.11.10.1 Información Previa a cerca de las Soldaduras

Primeramente, la soldadura se define, según el articulado de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, como la: “*Coalescencia (unión, adherencia) localizada de metales producida, sea por calentamiento a temperaturas apropiadas, con o sin aplicar presión o por aplicación de presión solamente, y con o sin utilización de metal de aporte*”. En tal sentido, los tipos de soldaduras dependen de la fuente de energía, de la preparación del material base y la forma de deposición del material de aporte de la soldadura. Un resumen de los diversos tipos de soldaduras según la fuente de energía empleada se muestra en la Tabla 20.

Tabla 20

Tipos de Soldaduras.

Fuente de Energía	Tipo de Soldadura	Proceso
Eléctrica	Arco Eléctrico Resistencia Inducción	Fusión Presión Fusión con Presión
Química	Oxiacetileno Térmica	Fusión Fusión
Óptica	Rayo Láser Rayo Electrónico	Fusión Fusión
Mecánica	Por Fricción Ultrasonido Explosión	Presión Presión Presión
Técnica	Forja	Presión

Nota. Clasificación resumen de la tabla 14.4, p.8-501, del *Manual de SIDOR, Tomo III. (SIDOR, 1982b)*.

En el caso de soldadura por arco, el proceso de fusión depende del proceso específico empleado. Algunos de los casos más comunes de soldaduras por arco se mencionan a continuación:

- Soldadura manual por arco y electrodo de carbón.
- Soldadura por arco y electrodo de carbón. (SAC)
- Soldadura por arco sumergido. (SAS)
- Soldadura por arco y electrodo de tungsteno. (TIG)
- Soldadura por arco de descarga neutra. (SADN)
- Soldadura por arco y electrodo de metal. (MIG)
- Soldadura por arco con núcleo fundente.
- Soldadura de espárragos. (SAE)

En general, los tipos de soldaduras según la preparación del material base y la forma de deposición del material de aporte de la soldadura son los que se mencionan a continuación: Filete, Tapón o Muesca, Punto o Proyección, Costura Continua, Ranura, Posterior o Respaldo, Superficial, y Pestaña. En especial, la soldadura tipo ranura presenta diversas formas de preparar el material base, como por ejemplo: ranuras cuadradas, en V, en U, en J, bisel, V en curva, o bisel curvo. No obstante, la aplicación de cada uno de estos tipos de soldaduras depende del tipo de junta o unión a efectuar. (Ver Figura 75)

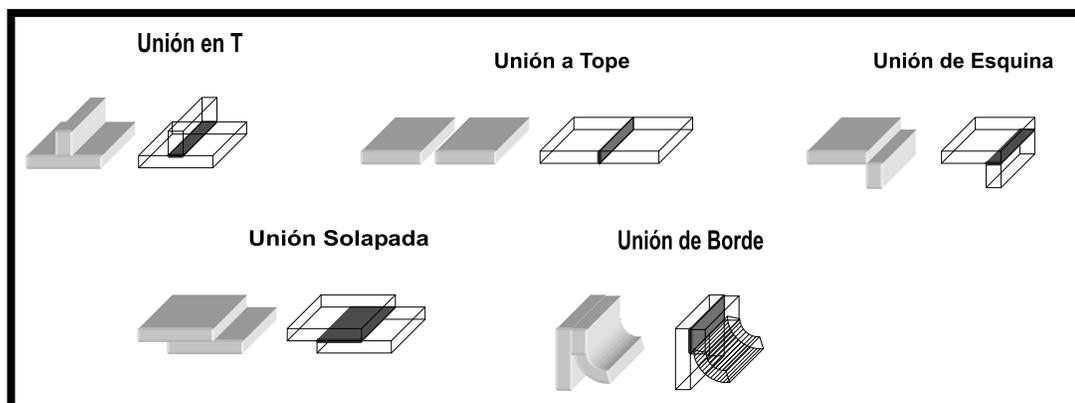


Figura 75. Tipos Básicos de uniones soldadas. Fuente: Figura 8.34, del *Manual de Proyectos de Estructuras de Acero*, Tomo III, (SIDOR, 1982b).

Las soldaduras aplicables a cada tipo de unión en la Figura 75, según el Manual de SIDOR, Tomo III, en la figura 8.34, (SIDOR, 1982b), son:

- Unión a tope: ranura (cuadradas, en V, en U, en J, bisel, V en curva, o bisel curvo), reborde en el borde, chisporroteo, recalcado.
- Unión de esquina: filete, ranura (cuadradas, en V, en J, bisel, V en curva, o bisel curvo), reborde en el borde, reborde en la esquina, punto, proyección, costura, chisporroteo.
- Unión en T: filete, ranura (cuadradas, en V, en J, en U, bisel, o bisel curvo), tapón, punto, proyección, costura, chisporroteo.
- Unión en L: filete, ranura (en J, bisel, o bisel curvo), tapón, punto, proyección, costura.
- Unión de borde: ranura (cuadrada, en V, en U, o en J), punto, reborde en el borde, reborde en la esquina, proyección, costura.

En cualquier caso, debe evitarse el cruce de cordones de soldadura y seleccionar cuidadosamente el proceso a emplear, el detalle de la unión y las propiedades del material de aporte y base; de acuerdo a los diversos criterios normativos en COVENIN-MINDUR 1618:1998.

La Soldadura de filete es la más comúnmente empleada, debido a lo práctico que resulta su aplicación en la mayoría de las conexiones básicas que se presentan en las construcciones de acero. La soldadura de filete es una soldadura de sección transversal que une dos superficies se supone triangular. Los esfuerzos que tipo de soldadura es capaz de soportar, dependen básicamente del área de una sección a lo largo del cordón de soldadura. El área de esta sección se denota como A_w y se determina mediante el producto de la longitud efectiva (L) de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta (t) según la Ecuación 9. En la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 se define que: el espesor efectivo de la garganta de una soldadura de filete será la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo inscrito en la sección

transversal de la soldadura. (Ver Figura 76). Claro está que en dicha norma, se considera que la soldadura de filete de efectúa para un ángulo de 90° entre ambas superficies.

$$A_w = L * t \quad (\text{Ec. 9})$$

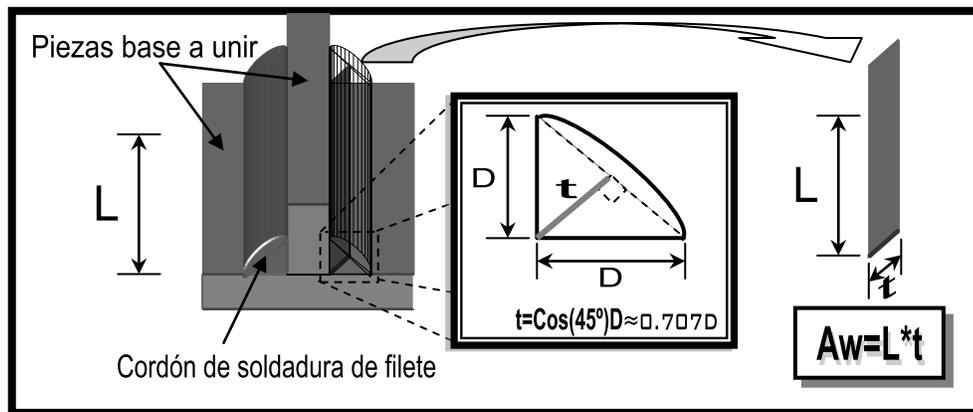


Figura 76. Área efectiva sobre una soldadura de filete.

Sin embargo, el documento *Structural Welding Code-Steel*, D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, (AWS, 2006), toma en consideración tanto las posibles irregularidades en la superficie en del cordón de soldadura (Ver Figura 77) como la formación de ángulos distintos a 90° en la unión.

La garganta efectiva se considera para una unión que denominan *Unión T Oblicuas* (secciones 2.3.2.6 y 2.3.3, de D1.1/D1.1M:2006 *op. cit.*) como se muestra en el ejemplo ilustrativo de la Figura 78. No obstante esto se asume cuando el ángulo entre los materiales a soldar está comprendido entre 30° y 135° . Cuando el ángulo formado entre los dos materiales está dentro del rango de 30° y 80° , o excede a 100° , se debe determinar una garganta equivalente que considere esta variación. En el caso de que el ángulo esté comprendido entre 60° y 80° , o sea mayor que 100° pero menor a 135° , la garganta se ve afectada por un factor, dependiendo del ángulo evaluado y de acuerdo a la tabla B.1 del citado documento (Ver caso b,

Figura 78). En los casos donde el ángulo esté comprendido entre 30° y 60° , se considera que la garganta está reducida en una distancia Z ; que para soldadura manual al arco de metal protegido se asume de 3mm, tal y como se indica en la tabla 2.2 del citado documento (Ver caso a, Figura 78). Se considera que la soldadura de filete con ángulo menor a 30° no es efectiva para transmitir las fuerzas aplicadas.

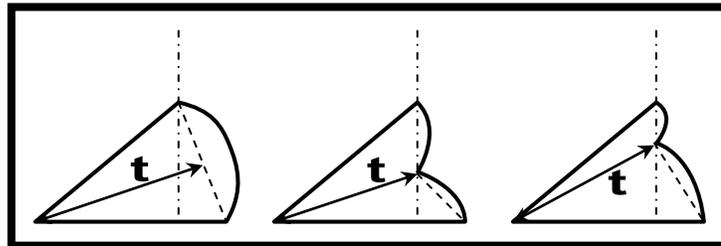


Figura 77. Área efectiva sobre una soldadura de filete.

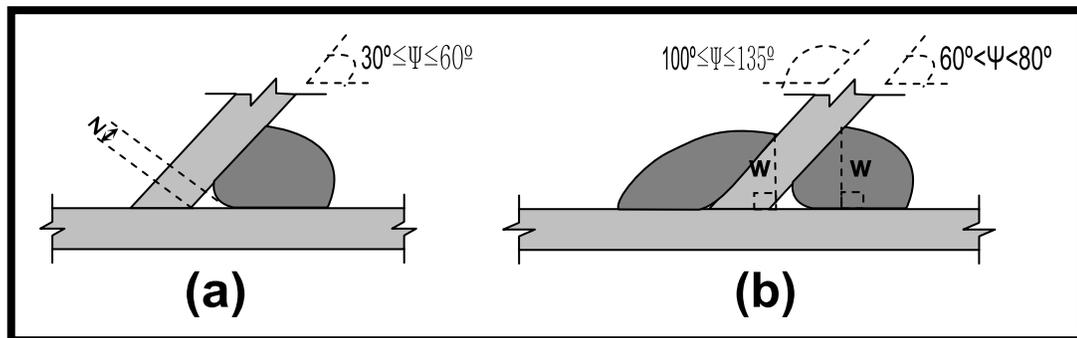


Figura 78. Área efectiva sobre una soldadura de filete para uniones T oblicuas.

Si se considera que no existe separación entre los dos materiales a unir, la garganta efectiva para el proceso de soldadura manual al arco de metal protegido se puede determinar como sigue:

$$30^\circ \leq \Psi \leq 60^\circ \rightarrow t' = t - Z \quad (\text{Ec. 9.1})$$

$$t = 0.707D$$

D: de la Tabla 22.

$$Z=3\text{mm}^{45}$$

$$60^\circ < \Psi < 80^\circ \quad \text{ó} \quad 100^\circ < \Psi \leq 135^\circ \quad \rightarrow \quad t' = \frac{(f.e.\psi)w}{2\text{Sen}(\Psi/2)} \quad (\text{Ec. 9.2})$$

$$w = \text{Sen}(\Psi)D$$

D: de la Tabla 22.

f.e.ψ : de la Tabla 21, según el ángulo Ψ.

Tabla 21

Factores de longitud equivalente de soldaduras de filete.

Ángulo del diédro (Ψ)	60°	65°	70°	75°	80°	100°	105°	110°	115°	120°	125°	130°	135°
Factores de Equivalencia (f.e.ψ)	0.71	0.76	0.81	0.86	0.91	1.08	1.12	1.16	1.19	1.23	1.25	1.28	1.31

Nota. Valores tomados de la tabla B.1, p. 280, del documento titulado *Structural Welding Code-Steel. D1.1/D1.1M:2006*, de la American Welding Society. (AWS, 2006).

$$80^\circ \leq \Psi \leq 100^\circ \quad \rightarrow \quad t = 0.707D \quad (\text{Ec. 9.3})$$

Los tamaños mínimos D, correspondientes de las soldaduras de filete para materiales a unir a 90°, no serán menores que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menores que el tamaño D especificado en la Tabla 20; cuyos valores se basan en la experiencia y algunas previsión para las tensiones no calculadas durante la fabricación, manejo, transporte y montaje.

Como se señala en la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, la longitud mínima efectiva de una soldadura resistente de filete no será menor de 4 veces su tamaño nominal. Si esto no se cumple, se considerará que el tamaño nominal no excede de una cuarta parte de la longitud efectiva.

Según la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, la longitud máxima efectiva de una soldadura resistente de filete será igual a su longitud real, si

⁴⁵ Fuente: valor tomado de la tabla 2.2, del documento *Structural Welding Code-Steel. D1.1/D1.1M:2006*, (AWS, 2006).

la longitud real no excede en 100 veces al tamaño D del filete. En caso contrario se reducirá la longitud real por un factor (ϕ_{LW}) de expresión:

$$\phi_{LW} = 1.2 - 0.2 (L / 100D) \leq 1.0. \quad (\text{Ec. 9.4})$$

Tabla 22

Tamaño mínimo de soldadura de filete.

Espesor del material de la parte más gruesa a unir	Tamaño mínimo de la soldadura de filete D*
<i>mm (pulg.)</i>	<i>mm</i>
Hasta 6.4 (¼") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 (¼" - ½")	5
De 12.7 a 19 (½" - ¾")	6
Mayor de 19 (¾")	8

* Dimensión del lado de soldaduras de filete, D.

Nota. Valores tomados de la tabla 23.5, p. 164, del articulado titulado *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites. Articulado y Comentarios. Primera Revisión.* (Norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, 1998, diciembre 9).

Ahora bien, la soldadura de ranura es el otro tipo de soldadura que comúnmente se emplea. Consiste en depositar el material de aporte en una ranura entre dos materiales. La ranura puede darse por una simple separación entre ambos materiales, por la ejecución de bisel a uno o ambos materiales, o ambos inclusive y la unión característica de las soldaduras de ranura es *a tope*. Los biseles que se efectúan a los materiales tienen como finalidad dar un acabado a los mismos, que minimice el riesgo de sufrir una falla frágil en la unión.

Se distinguen dos tipos de soldaduras de ranura según la penetración del material de aporte en la unión de los materiales, a saber, soldadura en ranura de *penetración completa* y de *penetración parcial*.

Algunos ejemplos de soldaduras de ranuras en uniones a tope se muestran en la Figura 79. Como se señala en el *Manual de Proyectos de Estructuras de Acero*, Tomo III, Fundamentos teóricos, p.8-507, (SIDOR,

1982b), generalmente no se efectúan biseles si no se requiere de una soldadura de ranura de penetración completa o si el mayor espesor de los materiales es menor a 6mm.

SOLDADURA DE RANURA EN UNIONES A TOPE		
Tipo:	de Penetración Parcial	de Penetración Completa
Cuadrada		
Cuadrada		
V sencilla		
V doble		
Bisel sencillo		
Bisel doble		
U sencilla		
U doble		
J sencilla		
J doble		

Figura 79. Algunos ejemplos de soldaduras de ranura a tope según la preparación del material base.

El tamaño de las soldaduras (E) se determina tomando como base el espesor de la más gruesa de las dos piezas unidas, pero este tamaño no necesita ser mayor que el espesor de la pieza más delgada. La longitud efectiva (L) de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

El área efectiva de soldaduras de ranura se considerará como el producto de la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por el espesor efectivo de la garganta (ver Ecuación 9.5). La Figura 80 muestra un ejemplo de esto.

$$A_w = A_{BM} = EL \quad (\text{Ec. 9.5})$$

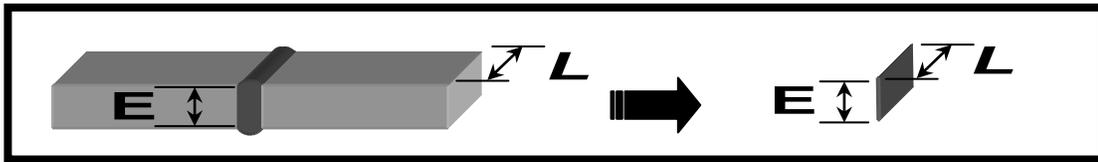


Figura 80. Ejemplo del área efectiva de una soldadura de ranura en unión a tope de penetración total.

Para soldadura manual al arco de metal protegido de ranura cuadrada en uniones a tope, según la penetración del material de aporte y suponiendo que ambos materiales tienen el mismo espesor, se tiene lo siguiente del documento titulado *Structural Welding Code-Steel*. D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, (AWS, 2006):

1) Penetración parcial:

1.1) Si el espesor (T) de los materiales base no supera los 3mm, la soldadura se ejecuta desde un solo lado de la unión (en cualquier posición), la abertura o separación (R) entre estos debe ser como máximo de 2mm y la garganta efectiva (E) es igual al espesor de los materiales base reducido en 1mm. (Ver Figura 81).

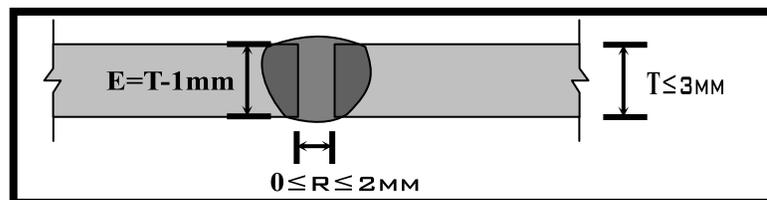


Figura 81. Espesor efectivo de soldadura de penetración parcial por un solo lado, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $T \leq 3\text{mm}$. Fuente: Ajustado a la figura 3.3, del documento titulado *Structural Welding Code-Steel*. D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, p.82, (AWS, 2006).

1.2) Si el espesor (T) de los materiales base no supera los 6mm y la soldadura se ejecuta desde un solo lado de la unión (en cualquier posición),

la abertura o separación (R) mínima entre estos debe ser como mínimo la mitad del espesor de ambos y la garganta efectiva (E) se tomará igual a la mitad del espesor de los materiales base. (Ver Figura 82).

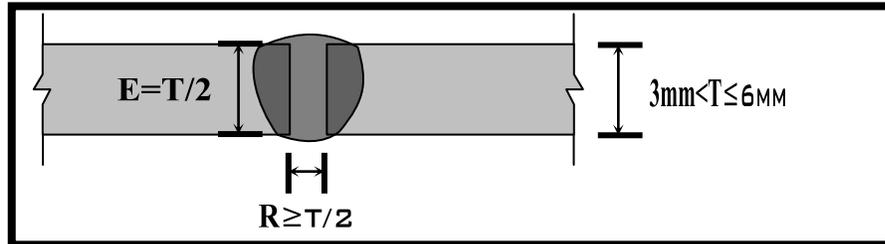


Figura 82. Espesor efectivo de soldadura de penetración parcial desde un solo lado, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $3\text{mm} < T \leq 6\text{mm}$. Fuente: Ajustado a la figura 3.3, del documento titulado *Structural Welding Code-Steel*. D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, p.82, (AWS, 2006).

1.3) Si el espesor (T) de los materiales base no supera los 6mm y la soldadura se ejecuta por ambos lados de la unión (en cualquier posición), la abertura o separación (R) entre estos debe ser igual a la mitad del espesor de los materiales base y la garganta efectiva ($E1+E2$) es igual a tres cuartas partes del espesor de estos. (Ver Figura 83).

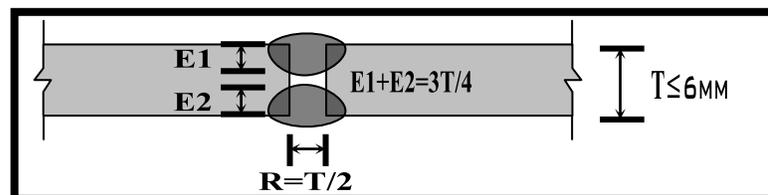


Figura 83. Espesor efectivo de soldadura de penetración parcial efectuada por ambos lados, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $T \leq 6\text{mm}$. Fuente: Ajustado a la figura 3.3, del documento titulado *Structural Welding Code-Steel*. D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, p.82, (AWS, 2006).

1.4) Si el espesor (T) de los materiales base supera los 6mm no debe aplicarse este tipo de soldadura.

2) Penetración completa:

2.1) Si el espesor (T) de los materiales base no supera los 6mm y la soldadura se ejecuta desde un solo lado de la unión (en cualquier posición), la abertura (R) debe ser igual al espesor de ambos materiales y la garganta efectiva (E) se tomará igual que este espesor. (Ver Figura 84).

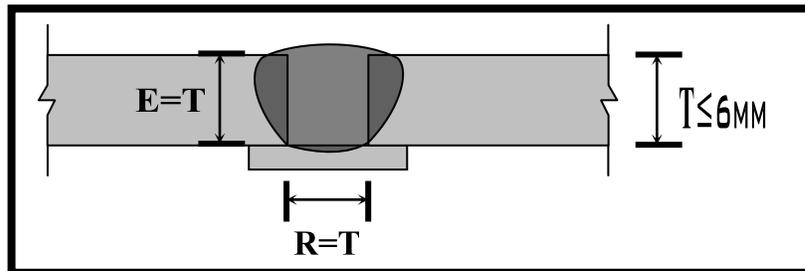


Figura 84. Espesor efectivo de soldadura de penetración completa desde un solo lado, cuando ambos materiales base tienen un espesor: $T \leq 6\text{mm}$. Fuente: Ajustado a la figura 3.4, del documento titulado *Structural Welding Code-Steel*. D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, p.101, (AWS, 2006).

2.2) Si el espesor (T) de los materiales base, o en el caso de conexión en "T" sólo el material base conectado perpendicularmente, no supera los 6mm, y la soldadura se ejecuta desde ambos lados de la unión (en cualquier posición), la abertura o separación (R) entre estos debe ser la mitad del espesor de ambos y la garganta efectiva (E) es igual al espesor ambos materiales. (Ver Figura 85).

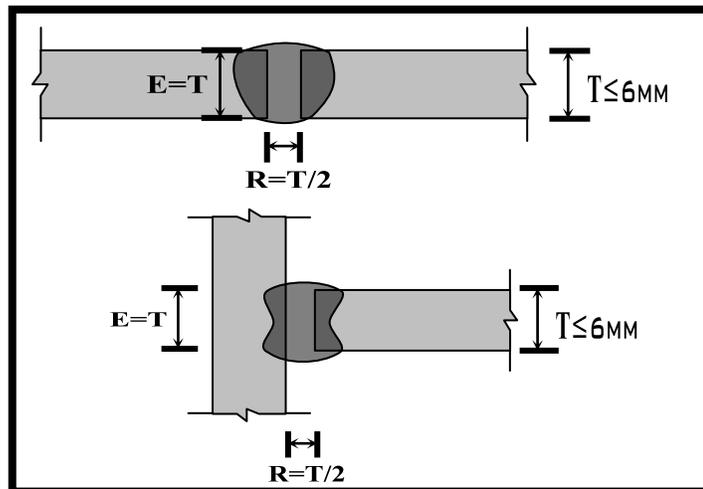


Figura 85. Espesor efectivo de soldadura de penetración completa efectuada por ambos lados, cuando ambos materiales base, o en el caso de conexión en “T” sólo el material base conectado perpendicularmente, tienen un espesor: $T \leq 6\text{mm}$. Fuente: Ajustado a la figura 3.4, del documento titulado *Structural Welding Code-Steel*. D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, p.p.101-102, (AWS, 2006).

2.3) Si el espesor (T) de los materiales base supera los 6mm no debe aplicarse este tipo de soldadura.

Los electrodos por su parte se clasifican por el material de aporte o relleno, y estos a su vez según su resistencia mínima a la tracción. Información sobre la clasificación de los electrodos según el material de aporte y el fundente puede encontrarse en los documentos de la AWS designados como: FCM, A4.2, A4.3, A5.01, y A5.1 al A5.30. En particular, los electrodos revestidos de acero al carbono para el proceso de soldadura manual al arco de metal protegido (SMAW por sus siglas en inglés) son los que más comúnmente se aplican en trabajos de herrería metálica y soldadura de montaje y construcciones metálicas de acero. Las especificaciones para este tipo de electrodos se encuentran en el documento *Specification for Carbon Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding*.

ANSI/AWS A5.1-91 (AWS, 1991), y en donde estos se designan genéricamente como E60XX y E70XX.

La calidad del acero empleado en los miembros y elementos a soldar en una estructura metálica es la limitante principal para la aplicación del proceso de soldadura manual al arco de metal protegido para electrodos tipo E60XX y E70XX.

La tabla 3.1, del documento titulado *Structural Welding Code-Steel*. D1.1/D1.1M:2006, de la American Welding Society, p.p.62-65, (AWS, 2006), expone en detalle las posibles combinaciones entre los requerimientos del material de aporte (clasificación del electrodo y documento de especificaciones según la AWS, y el proceso de soldadura recomendado) y los requerimientos de las especificaciones del acero (tipo de acero según la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales - ASTM, la resistencia a la cedencia, y rango de resistencia a la tracción). Considerando la tabla anteriormente mencionada, la tabla resumen de la nota para usuarios de la sección J2.6 del documento ANSI/AISC 360-05, p.102, (AISC, 2005b), y las calidades de acero (ASTM) consideradas en la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998; pero enfocándose fundamentalmente a los tipos de acero ASTM que más se aproximan a los indicados en la Sección II.13 del presente trabajo, se tiene que:

Los electrodos de tipo E60XX y E70XX, pueden emplearse, sin distinción del tipo de proceso de soldadura, para aceros de calidad ASTM A36; siempre y cuando tengan un espesor menor o igual a $\frac{3}{4}$ pulg. (20mm).

Para acero del tipo ASTM 572 (Gr. 42 y 50) o ASTM A36, siempre y cuando este último tenga un espesor mayor a $\frac{3}{4}$ pulg. (20mm), deben emplearse específicamente electrodos de tipo E7015, E7016, E7018 y E7028, mediante el proceso de soldadura manual al arco de metal protegido.

En cuanto a la resistencia teórica de la soldadura, esta se expresa como F_{EXX} , donde el subíndice EXX, en correspondencia con lo que se ha

venido exponiendo, representa la resistencia mínima a la tracción del material de aporte del electrodo considerado.

Específicamente los electrodos de acero al carbono, para soldadura manual al arco de metal protegido, se distinguen por un esquema general en base a las siglas E XX X X, y donde lo que representa cada una de estas siglas se muestra en la Figura 86.

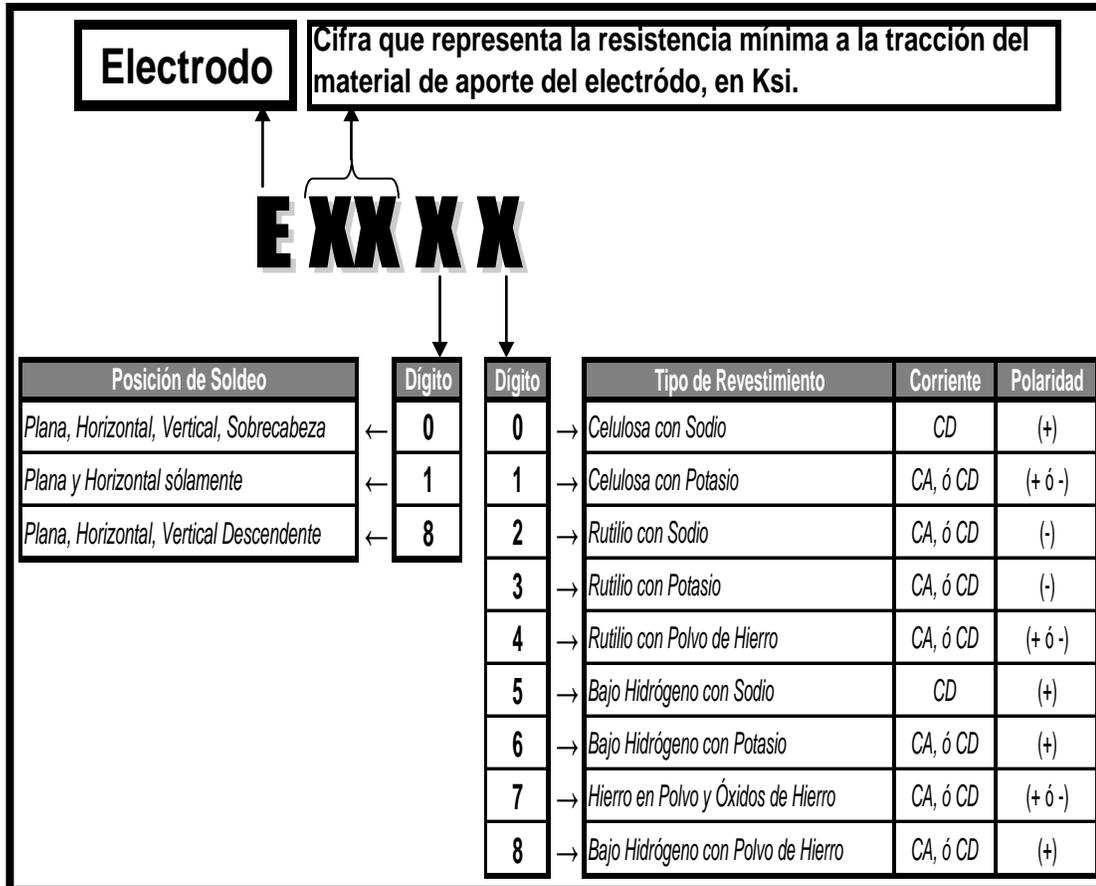


Figura 86. Área efectiva sobre una soldadura de filete. Fuente: Datos tomados del *Catálogo de Productos* (Inversiones ARCOMETAL, C.A, 2004).

Hay que destacar que en la clasificación, según articulado titulado *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites. Articulado y Comentarios*. Primera Revisión, (Norma COVENIN 1477:2001 – ANSI/AWS A5.1-, 2001, julio 25), en sus tablas 2 y 4, referentes a los electrodos revestidos de acero al carbono para soldadura manual al arco de

metal protegido, se hace referencia a los diámetros y la resistencia del material de aporte de los electrodos (EXX) en unidades de $\text{MPa}=\text{N}/\text{mm}^2$, a diferencia de la clasificación de la AWS que es en unidades de Ksi. Básicamente la citada norma clasifica este tipo de electrodos en dos series (E414 y E482); tal y como se resume a continuación, e indicándose entre corchetes la respectiva clasificación AWS y entre paréntesis los distintos diámetros en pulgadas que pueden tener cada tipo de electrodo.

● Serie COVENIN E414:

$$F_Y=331\text{MPa}=3375\text{Kgf}/\text{cm}^2, F_U=414\text{MPa}=4218\text{Kgf}/\text{cm}^2$$

[Serie AWS E60: $F_Y=48\text{Ksi}$, $F_U=60\text{Ksi}$]

- E41410 [E6010] ($3/32, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E41411 [E6011] ($3/32, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4$)
- E41412 [E6012] ($5/16, 1/16, 1/18, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4$)
- E41413 [E6013] ($1/16, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E41419 [E6019] ($3/32, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4$)
- E41420 [E6020] ($3/32, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E41422 [E6022] ($1/16, 1/18, 5/16$)
- E41427 [E6027] ($1/16, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16, 3/32$)

● Serie COVENIN E482:

$$F_Y=399\text{MPa}=4078\text{Kgf}/\text{cm}^2, F_U=482\text{MPa}=4920\text{Kgf}/\text{cm}^2$$

[Serie AWS E70: $F_Y=58\text{Ksi}$, $F_U=70\text{Ksi}$]

- E48214 [E7014] ($5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E48215 [E7015] ($5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E48216 [E7016] ($3/32, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E48218 [E7018] ($3/32, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E48218M [E7018M] ($3/32, 5/32, 3/16, 5/16$)
- E48224 [E7024] ($3/32, 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E48227 [E7027] ($1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E48228 [E7028] ($1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, 5/16$)
- E48248 [E7048] ($1/8, 5/32, 3/16$)

II.11.10.2 Resistencia y Deformación de Soldadura de Filete

Nuevamente se obvian los factores de reducción por diseño y todos los estados límites presentados en esta Sección se consideran como una condición de rotura (falla frágil); y en consecuencia, se serán analizados por medio de *Fuerza Controlada*.

1) Resistencia teórica de soldaduras de filete (R_t), depende del menor valor entre:

1.1) Por cortante en el área efectiva. Está condicionado por la soldadura:

$$R_t = k(0.6F_{EXX}A_w) \quad (\text{Ec.10.1})$$

donde:

F_{EXX} : Resistencia teórica del electrodo en kgf/cm^2 .

A_w : Área de la sección transversal efectiva de la soldadura, según la Ecuación 9, y la Ecuación 9.1, Ecuación 9.2 o Ecuación 9.3 según el ángulo diédrico (Ψ).

k : Factor de Conocimiento.

1.2) Por cortante en el área efectiva. Está condicionado por el material base:

$$R_t = kR_{BM} \quad (\text{Ec.10.2})$$

donde:

R_{BM} : se refiere a la resistencia del material base cuando la resistencia del material conectado está gobernada por la resistencia de los elementos de conexión (Sección II.11.8).

k : Factor de Conocimiento.

1.3) Por tracción o compresión paralelas al eje de la soldadura. Está condicionado sólo por el material base:

$$R_t = kF_y A_{BM} \quad (\text{Ec.10.3})$$

donde:

A_{BM} : Área de la sección transversal del material base.

k : Factor de Conocimiento.

A pesar de considerarse la resistencia teórica de soldaduras de filete como una condición de rotura (falla frágil) analizada por *Fuerza Controlada*, por lo que en consecuencia, no sería necesario considerar la capacidad de deformación de éstas; se convino en el presente trabajo presentar adicionalmente la expresión que permite determinar la capacidad de deformación última (Δ_u) de las soldaduras.

Aún cuando la capacidad de resistencia de una unión soldada esté gobernada por el material base y no por la soldadura en sí; en el presente trabajo será de especial interés poder verificar adicionalmente que no sea excedida la capacidad de deformación última (Δ_u) de las soldaduras, específicamente en aquellos elementos que presenten el esfuerzo más crítico.

Ahora bien, cuando se trate de grupos de soldaduras, la resistencia total de todos los elementos soldados es la suma de las resistencias de todas las soldaduras del grupo.

2) Deformación teórica a la rotura (Δ_u) de las soldaduras de filete.

Una expresión para estimar la capacidad de deformación teórica a la rotura de las soldaduras, incluyendo la soldadura de filete, puede encontrarse en el documento titulado *Load and Resistance Factor Design. Manual of Steel Construction, Vol. I y II, Segunda Edición, (AISC, 1994)*,

donde se expone el Método del Centro Instantáneo de Rotación, para determinar la capacidad de resistencia (R_w)⁴⁶ de un grupo de soldaduras solicitadas excéntricamente, considerando una excentricidad en el plano de la superficie de contacto ($A_w=D*L$ ⁴⁷ para soldadura de filete y $A_w=E*L$), p.p.6-129,6-130,6-251,6-252,6-253,8-154,8-155,8-156,8-157,8-158,8-159.

El Método del Centro Instantáneo de Rotación supone cada cordón individual de soldadura como una línea continua de soldadura, para a su vez poder discretizar este en una serie de elementos individuales.

La excentricidad de la carga considerada produce tanto una rotación alrededor del centroide o centro de gravedad (C.G) del grupo de soldaduras, como la traslación de uno de los elementos conectados respecto al otro. El efecto combinado de esta traslación y rotación es equivalente a la rotación respecto a un punto definido como Centro Instantáneo de Rotación (C.I.R.).

La ubicación de este punto (C.I.R.) depende tanto de la geometría del grupo de soldaduras como de la dirección y punto de aplicación de la carga excéntrica.

La resistencia individual de cada elemento de soldadura discretizado se asume que actúa sobre una línea perpendicular a la línea que une el (C.I.R.) y al (C.G.). (Ver Figura 87)

No siempre se puede asumir que el elemento de soldadura más alejado del (C.I.R.), es el elemento que sufre la deformación más crítica.

La capacidad de deformación del grupo de soldaduras está gobernada por la deformación máxima a la rotura o última ($\Delta_{m\acute{a}x}$ ó Δ_u) del elemento que

⁴⁶ Dado que lo que se quiere en el presente trabajo de investigación es exponer la expresión que permite determinar la capacidad de deformación teórica a la rotura de las soldaduras, se obvia la presentación las expresiones empleadas para determinar la capacidad de resistencia (R_w) de un grupo de soldaduras solicitadas excéntricamente, mediante el método del Centro Instantáneo de Rotación,. No obstante, dichas expresiones pueden encontrarse en el Apéndice J, Sección J.2 Welds, ítem 4, apartado b), p.p.6-129,6-251, y en la p.8-154, del documento titulado *Load and Resistance Factor Design. Manual of Steel Construction, Vol. I y II, Segunda Edición, (AISC, 1994).*

⁴⁷ Nótese que al considerarse el área de contacto de la soldadura, en el caso de soldadura de filete se considera directamente el tamaño máximo D y no la garganta efectiva t, para determinar el área de la soldadura; es decir, $A_w=D*L$ y no $A_w=t*L$.

primero alcance este estado límite. De aquí se deriva que para el diseño debe determinarse la deformación crítica del grupo de soldaduras; la cual será aquella donde resulte la menor de las deformaciones máximas a la rotura o últimas entre los elementos de soldadura.

La expresión, que según el Manual de la Construcción en Acero de la AISC, (AISC, 1994), se puede emplear para determinar la deformación máxima a la rotura o última para cualquier elemento de soldadura es:

$$\Delta_u = [1.087D(\theta + 6)^{-0.65}] \leq 0.17D \quad (\text{Ec.10.4})$$

donde:

D: tamaño mínimo, tomado de la Tabla 22.

θ : ángulo medido desde el eje longitudinal del elemento de soldadura, en grados ($^{\circ}$).

El límite de (0.17D) indicado en la anterior Ecuación 10.4 obedece sólo a que para valores superiores de Δ_u pueden presentarse dificultades en los cálculos efectuados en un computador.

Algunos valores representativos de la deformación máxima a la rotura o última para cualquier elemento de soldadura se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 23

Algunos valores de deformación última Δ_u de soldaduras.

θ	$\Delta_u=1.087*(\theta+6)^{(-0.65)*D}$			
	<i>D=3 mm</i>	<i>D=5 mm</i>	<i>D=6 mm</i>	<i>D=8 mm</i>
0°	1.017542 mm ⁽¹⁾	1.695904 mm ⁽²⁾	2.035085 mm ⁽³⁾	2.713446 mm ⁽⁴⁾
5°	0.686192 mm ⁽¹⁾	1.143653 mm ⁽²⁾	1.372384 mm ⁽³⁾	1.829845 mm ⁽⁴⁾
10°	0.537864 mm ⁽¹⁾	0.896441 mm ⁽²⁾	1.075729 mm ⁽³⁾	1.434305 mm ⁽⁴⁾
15°	0.450721 mm	0.751202 mm	0.901443 mm	1.201924 mm
20°	0.392300 mm	0.653833 mm	0.784600 mm	1.046133 mm
25°	0.349918 mm	0.583196 mm	0.699835 mm	0.933113 mm
30°	0.317508 mm	0.529179 mm	0.635015 mm	0.846687 mm
35°	0.291770 mm	0.486284 mm	0.583541 mm	0.778055 mm
40°	0.270744 mm	0.451239 mm	0.541487 mm	0.721983 mm
45°	0.253180 mm	0.421967 mm	0.506361 mm	0.675148 mm
50°	0.238248 mm	0.397079 mm	0.476495 mm	0.635327 mm
55°	0.225365 mm	0.375608 mm	0.450730 mm	0.600973 mm
60°	0.214115 mm	0.356858 mm	0.428230 mm	0.570974 mm
65°	0.204189 mm	0.340315 mm	0.408378 mm	0.544505 mm
70°	0.195354 mm	0.325590 mm	0.390708 mm	0.520944 mm
75°	0.187428 mm	0.312381 mm	0.374857 mm	0.499809 mm
80°	0.180271 mm	0.300452 mm	0.360543 mm	0.480724 mm
85°	0.173770 mm	0.289616 mm	0.347539 mm	0.463386 mm
90°	0.167832 mm	0.279720 mm	0.335664 mm	0.447552 mm

⁽¹⁾ 0.17*D=0.51 mm ⁽²⁾ 0.17*D=0.85 mm ⁽³⁾ 0.17*D=1.02 mm ⁽⁴⁾ 0.17*D=1.36 mm

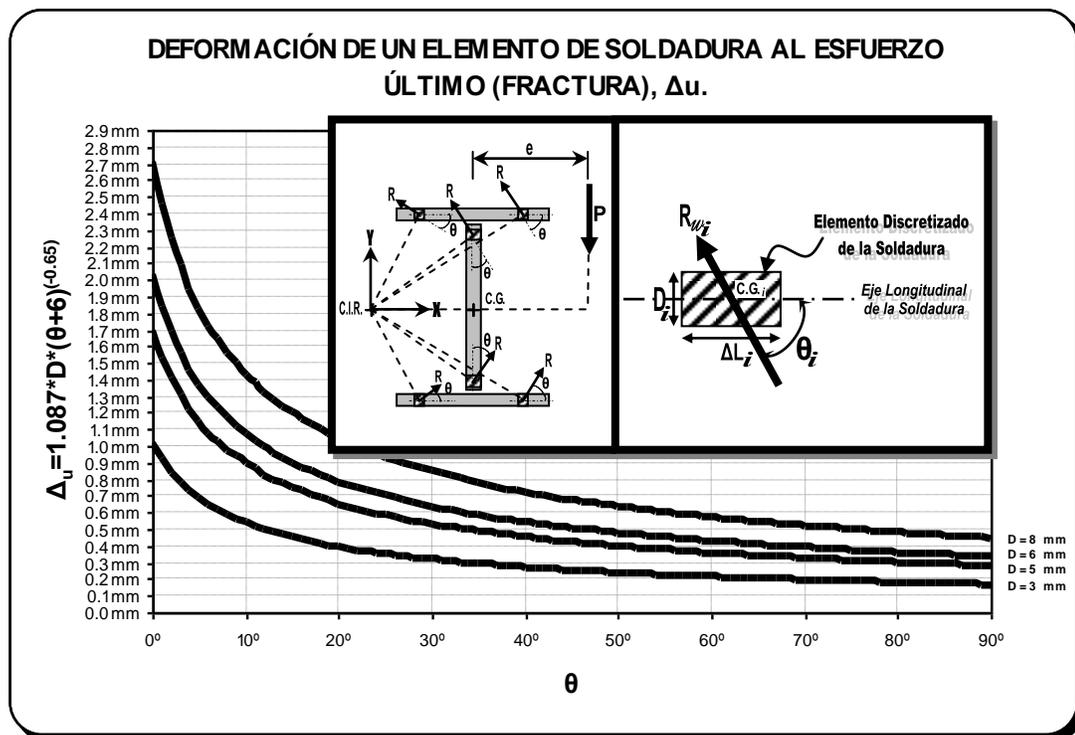


Figura 87. Deformación Última (Fractura) de un elemento cualquiera discretizado de un grupo de soldaduras, considerando el método del centro instantáneo de rotación para una carga excéntrica.

En la Figura 87 puede apreciarse que la mayor capacidad de deformación última (Δ_u) se tiene cuando ($\theta=0^\circ$), y la mínima deformación última cuando ($\theta=90^\circ$); de aquí se desprende que la condición de formación más crítica para un elemento de soldadura cualquiera, es justo cuando presenta una sollicitación que forma 90° respecto a su eje longitudinal. Además, de la Ecuación 10.4 se tiene que, la capacidad individual de deformación máxima a la rotura o última de cualquier elemento de soldadura, depende fundamentalmente del ángulo θ entre línea perpendicular a la línea que une el (C.I.R.) y al (C.G.) que forma la resistencia individual de cada elemento de soldadura discretizado, y del tamaño máximo (D) de dicho elemento. En consecuencia, para cualquier elemento de soldadura solicitada en una dirección en particular, puede verificarse si se excede su capacidad individual de deformación última (Δ_u), mediante la Ecuación 10.4.

De lo anterior puede extenderse la aplicación de la Ecuación 10.4, no sólo a cualquier dirección y punto de aplicación de una carga excéntrica, sino también a cualquier dirección de una carga concéntrica (que pase por el C.G. del grupo de soldaduras); dado que lo que realmente interesa es el ángulo θ que forma la sollicitación en consideración sobre el elemento de soldadura, respecto al eje longitudinal de dicho elemento, y de su tamaño máximo (D).

En el presente trabajo de investigación se conviene que puede obviarse el límite de $0.17D$ de la Ecuación 10.4, dado que este límite sólo pretende evitar inconvenientes en la determinación del C.I.R.; el cual es requerido para poder determinar la capacidad de resistencia (R_w) de un grupo de soldaduras sollicitadas excéntricamente, más no así para la capacidad individual de deformación máxima a la rotura o última (Δ_u) de cualquier elemento de soldadura. Por otra parte, recordando que la resistencia teórica de soldaduras de filete se considera como una condición de rotura (falla frágil) analizada por *Fuerza Controlada*; se conviene en el presente trabajo de investigación, considerar sólo como una verificación adicional, el que ningún elemento de soldadura exceda su capacidad de deformación última (Δ_u), pero incorporando el Factor de Conocimiento k a la Ecuación 10.4, a fin de poder ser consecuentes con lo expuesto ya en el presente trabajo para un estudio de una edificación existente.

En definitiva en el presente trabajo, se tiene la siguiente expresión para determinar la capacidad de deformación última (Δ_u) de cualquier elemento de soldadura de filete:

2.1) Capacidad de deformación última (Δ_u) de cualquier elemento de soldadura de filete:

$$\Delta_u = k \left[1.087D(\theta + 6)^{-0.65} \right] \quad (\text{Ec.10.5})$$

donde:

D: tamaño mínimo, tomado de la Tabla 22.

θ : ángulo medido desde el eje longitudinal del elemento de soldadura, en grados ($^\circ$).

k : Factor de Conocimiento.

II.11.10.3 Resistencia y Deformación de Soldadura de Ranura de Penetración Completa en una unión a tope

Se obvian los factores de reducción por diseño.

En el caso de que la conexión esté gobernada por la capacidad de resistencia de la soldadura de ranura de penetración completa, la conexión será analizada considerando un comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*).

1) La resistencia teórica de soldaduras de ranura de penetración completa (R_t), será el menor valor entre:

1.1) Por tracción o compresión normal al área efectiva o paralela al eje de la soldadura. Está condicionado por el material base:

$$R_t = k (F_y A_{BM}) \quad (\text{Ec.11.1})$$

1.2) Por cortante en el área efectiva. El menor de los valores siguientes:

1.2.1) *Condicionado por la soldadura:*

$$R_t = k (0.6F_{EXX}A_w) \quad (\text{Ec.11.2})$$

1.2.2) *Condicionado por el material base:*

$$R_t = k (0.6F_y A_{BM}) \quad (\text{Ec.11.3})$$

donde:

F_{EXX} : Resistencia teórica del electrodo en kgf/cm^2 .

A_w : Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.

A_{BM} : Área de la sección transversal del material base.

k : Factor de Conocimiento.

2) Deformación teórica a la rotura (Δ_u) de las soldaduras de ranura de penetración completa.

La deformación teórica a la rotura (Δ_u) de las soldaduras de ranura de penetración completa, se determina de forma análoga a como se expuso previamente para la soldadura de filete.

II.12 CONSIDERACIONES SOBRE LA CAPACIDAD DE LOS MIEMBROS Y SUS CONEXIONES

Es importante destacar lo siguiente:

1) Capacidad Cedente ó de Resistencia Última a la Rotura (*falla frágil*):

Cuando se trate de la capacidad de resistencia y deformación cedente ó de resistencia última a la rotura (falla frágil) de los *miembros* estructurales a lo largo de su longitud no arriostrada, se considerarán los estados límites por Tracción (Sección II.11.1), Compresión (Sección II.11.2), Corte (Sección II.11.3), Flexión (Sección II.11.4), y Fuerzas Combinadas (Sección II.11.5), según sea el caso.

Cuando se trate de la capacidad de resistencia y deformación cedente ó de resistencia última a la rotura (falla frágil) de los miembros estructurales justo en sus *conexiones*, se compararán los estados límites determinados en las Secciones antes señaladas, con los respectivos estados límites de las Secciones II.11.6 a la Sección II.11.10, para determinar así cuál es el estado límite que gobierna en cada caso.

2) Capacidad Dúctil:

Para el presente Trabajo, a falta de datos experimentales, la capacidad de resistencia y deformación dúctil de cada miembro, componente, o conexión, dependerá del valor escogido apropiadamente de la Tabla 30 a la Tabla 34 de la Sección II.19.3.1 y de la pendiente “ α ” (o

rigidez) de post-cedencia asumida, considerando todos los criterios, suposiciones y simplificaciones expuestas en el presente trabajo. La pendiente de post-cedencia, es la pendiente de endurecimiento por alargamiento, caracterizada por el segmento BC del diagrama de esfuerzo-deformación idealizado mostrado en la Figura 103 y Figura 104.

3) Capacidad según el tipo de análisis:

3.1) *Análisis Lineal.* En el presente trabajo, de desarrollarse un análisis de tipo lineal según la norma venezolana COVENIN-MINDUR 1618-1998, sólo se considerará la *capacidad de resistencia cedente ó de resistencia última a la rotura (falla frágil)* de los distintos estados límites. Las expresiones serán las mismas empleadas en los casos donde se considere un análisis no lineal por *Fuerza Controlada*; incluyendo los casos específicos que en las Secciones precedentes hayan sido indicados para este tipo de análisis.

3.2) *Análisis No Lineal.* En el presente trabajo, de considerarse un análisis de tipo Estático No Lineal “*Pushover*”, se distinguirán dos formas específicas de analizar los miembros, componentes o conexiones según el comportamiento característico asumido para éstos. A saber, un *comportamiento frágil* que considera un AENL por *Fuerza Controlada*, y un *comportamiento dúctil* que considera un AENL por *Deformación Controlada*. Los análisis por *Fuerza Controlada*, considerarán sólo la *capacidad de resistencia cedente* o *última a la rotura* de miembros, componentes o conexiones. Los análisis por *Deformación Controlada*, considerarán sólo la *capacidad de resistencia y deformación cedente* de miembros, componentes o conexiones, más la capacidad de ductilidad expuesta con anterioridad. La mampostería representada como Bielas Equivalentes será considerada únicamente para desarrollar AENL, considerando adicionalmente los criterios y expresiones especificados en la Sección II.23.

II.13 CALIDAD DEL ACERO EN LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA

En cuanto a las propiedades físicas en general de los aceros, en el Articulado de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 se establece lo siguiente:

- Módulo de Elasticidad: $E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$
- Módulo de Corte: $G = E/2.6 \approx 808000 \text{ Kgf/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.3$
- Peso Unitario: $\rho = 7850 \text{ Kgf/m}^3$
- Coeficiente de Dilatación Termal: $\alpha = 11.7 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$

Por otro lado, según el articulado *Perfiles IPN de alas inclinadas de aceros laminados en caliente*, Segunda Revisión, ([Norma COVENIN 1149:2003, 2003, octubre 29](#)), los perfiles IPN de alas inclinadas se clasifican según su límite elástico mínimo en tres tipos de acero:

- AE-25. Acero al carbono soldable ($F_Y=2500\text{kgf/cm}^2$).
- AE-35. Acero al carbono soldable ($F_Y=3500\text{kgf/cm}^2$).
- AE-35A. Acero al carbono soldable de baja aleación con niobio y vanadio o combinación de ellos ($F_Y=3500\text{kgf/cm}^2$).

El articulado *Perfiles (IPN) de alas inclinadas de acero, laminados en caliente*, Primera Revisión, ([Norma COVENIN 1149:1986, 1986, octubre 14](#)), se remite a las características establecidas en el articulado *Perfiles laminados en caliente. Características del Acero*, ([Norma COVENIN](#)

1293:1985, 1985, junio 11), donde esta última clasifica el acero en los siguientes tipos:

- AE-25
- AE-35
- AE-40

y en donde los límites de fluencia mínimo y resistencia a la tracción mínima son los siguientes, respectivamente:

- AE-25: $F_y=25 \text{ Kgf/mm}^2$ $F_u=37 \text{ Kgf/mm}^2$
- AE-35: $F_y=35 \text{ Kgf/mm}^2$ $F_u=45 \text{ Kgf/mm}^2$
- AE-40: $F_y=40 \text{ Kgf/mm}^2$ $F_u=52 \text{ Kgf/mm}^2$

Como puede evidenciarse, ambas clasificaciones solo coinciden en 2 tipos de acero; a saber, AE-25 y AE-35.

Por su parte el *Manual de Proyectos de Estructuras de Acero, Tomo II, Diseño de Miembros y Uniones*, en su tabla 2. *Propiedades Mecánicas*, p.5-73, (SIDOR, 1982a), clasifica el acero empleado en la elaboración de sus perfiles según la norma COVENIN 1149:1978; la cual lamentablemente no se tuvo a disposición para la elaboración del presente trabajo. Sin embargo, en dicho Manual de SIDOR se clasifica el acero de los perfiles IPN de la siguiente manera:

- PS-25: $F_y=25 \text{ Kgf/mm}^2$ $F_u=37 \text{ Kgf/mm}^2$
- PS-ALTEN: $F_y=35 \text{ Kgf/mm}^2$ $F_u=55 \text{ Kgf/mm}^2$

Como se puede observar, en lo que se refiere a las capacidades de resistencia, el acero PS-25 puede considerarse idéntico al acero tipificado como A-25.

De las calidades de acero consideradas en la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, según la clasificación ASTM; el acero que más se acerca al PS-25 (o A-25) es el:

- ASTM A36: $F_y=2530 \text{ Kgf/cm}^2$ $F_u=4080 \text{ Kgf/cm}^2$

Para los casos en que sea necesario emplear las resistencia esperadas (F_{ye} y F_{ue}), tanto si se considera que la resistencia última (F_u) el acero tipo PS-25 difiere sustancialmente de la correspondiente al acero ASTM A36, como si se considera que el acero especificado PS-25 era elaborado dentro del período de los años 1961 a 1991; le corresponde en consecuencia un factor de modificación de la resistencia R_Y igual a 1.1. (Ver Sección II.11.b).

En definitiva en el presente trabajo, para perfiles IPN elaborados con acero tipo PS-25 de SIDOR, y dependiendo del comportamiento asumido del miembro, componente o conexión estructural, se consideran las siguientes resistencias:

- Mínimas - Comportamiento frágil (*Fuerza Controlada*):
 $F_y=2500 \text{ Kgf/cm}^2$
 $F_u=3700 \text{ Kgf/cm}^2$
- Esperadas - Comportamiento dúctil (*Deformación Controlada*):
 $F_{ye}=2750 \text{ Kgf/cm}^2$
 $F_{ue}=4070 \text{ Kgf/cm}^2$

II.14 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

II.14.1 Según el sistema estructural, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001

Tipo I: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

Tipo II: Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

Tipo III: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo III a los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

Tipo IV: Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

II.14.2 Según el sistema estructural, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1618:1998

Tipo Pórtico. Se refiere a aquellas estructuras que están conformadas por pórticos de acero, los cuales son capaces de resistir las sollicitaciones a través de deformaciones originadas principalmente a la flexión de sus vigas y columnas.

A este tipo de sistema estructural le corresponden los siguientes sistemas estructurales, según las normas americanas:

- IMF (*Intermediate Moment Frames*) Pórticos resistentes a momento con capacidad intermedia de disipación de energía Intermedia.
- OMF (*Ordinary Moment Frames*) Pórticos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía.

Tipo Pórtico con Diagonales Concéntricas. Consiste en Pórticos de acero cuya estabilidad o resistencia a las acciones se suministra por medio de diagonales, y en la cual todos sus miembros están sollicitados principalmente por fuerzas axiales.

A este tipo de sistema estructural le corresponden los siguientes sistemas estructurales, según las normas americanas:

- OCBF (*Ordinary Concentrically Braced Frames*) Pórticos con arriostramientos concéntricos, con una capacidad mínima de disipación de energía.
- SCBF (*Special Concentrically Braced Frames*) Pórticos con arriostramientos concéntricos con capacidad especial de disipación de Energía.

Tipo Pórtico con Diagonales Excéntricas. Comprende los pórticos de acero con diagonales excéntricas vinculadas a vigas dúctiles, denominadas *viga eslabón*, capaces de concentrar la absorción y disipación de la energía del sistema.

A este tipo de sistema estructural le corresponde el siguiente sistema, según las normas americanas:

- EBF (*Eccentrically Braced Frames*) Pórticos con arriostramientos excéntricos. Se consideran con capacidad especial de disipación de energía.

Tipo Mixto Acero-Concreto. Estructuras formadas por miembros mixtos acero–concreto reforzado, pórticos con combinación de miembros de acero o concreto reforzado y mixtos de acero-concreto reforzado; e inclusive, muros estructurales de concreto reforzado o muros mixtos acero – concreto con perfiles de acero estructural o mixtos como miembros de bordes, y vigas de acero estructural que acoplan dos o más muros estructurales.

A este tipo de sistema estructural le corresponden los siguientes sistemas estructurales, según las normas americanas:

- C-EBF (*Composite Eccentrically Braced Frames*) Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos. Se consideran con capacidad especial de disipación de energía.
- C-IMF (*Composite Intermediate Moment Frames*) Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad intermedia de disipación de energía intermedia.
- C-OCBF (*Composite Ordinary Concentrically Braced Frames*) Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con una capacidad mínima de disipación de energía.

- C-OMF (*Composite Ordinary Moment Frames*) Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía.
- C-ORCW (*Ordinary Reinforced Concrete Shear Walls Composite with Structural Steel Elements*) Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero, con capacidad mínima de disipación de energía.
- C-PRMF (*Composite Partially Restrained Moment Frames*) Pórticos resistentes a momentos con conexiones mixtas parcialmente restringidas.
- C-SCBF (*Composite Special Concentrically Braced Frames*) Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con capacidad especial de disipación de energía.
- C-SMF (*Composite Special Moment Frames*) Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía.
- C-SPW (*Composite Steel Plate Shear Walls*) Muros estructurales reforzados con planchas de acero cuyos miembros de borde son perfiles de acero o de sección mixta acero – concreto.
- C-SRCW (*Special Reinforced Concrete Shear Walls Composite with Structural Steel Elements*) Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero, con capacidad especial de disipación de energía.

II.14.3 Según el nivel de diseño, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001

NIVEL DE DISEÑO 1

El diseño en zonas sísmicas no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.

El cumplimiento de las especificaciones de sismorresistencia en las Normas COVENIN-MINDUR confiere a las estructuras una pequeña ductilidad, que es asumida mediante valores de R algo mayores que 1; donde R es el factor de reducción del espectro sísmico de diseño. Debido a esto, deben ser diseñados para resistir mayores sollicitaciones que el resto de los niveles de diseño.

Las vigas y columnas deben de ser de Secciones Compactas ($\lambda \leq \lambda_p$).

No se utilizará soldadura de ranura de penetración parcial o soldaduras de filete para resistir las fuerzas de tracción en las conexiones rígidas.

Las juntas viga–columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice F de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 y que hayan demostrado que tiene al menos una *capacidad de rotación inelástica de 0.01 radianes*.

NIVEL DE DISEÑO 2

Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este Nivel de Diseño establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

Se le confiere cierta ductilidad al sistema resistente a sismos y a evitar fallas prematuras en las regiones críticas de los elementos portantes del sistema.

Los factores R empleados en este nivel de diseño, son algo mayores que en el nivel de diseño 1.

Las vigas y columnas deben de ser de Secciones Compactas ($\lambda \leq \lambda_p$).

Las juntas viga–columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice F de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 y que hayan demostrado que tiene al menos una *capacidad de rotación inelástica de 0.02 radianes*.

NIVEL DE DISEÑO 3

Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

Con el cumplimiento de estas disposiciones normativas se pretende conferir a la estructura suficiente ductilidad local a determinadas zonas, donde pueden aceptarse deformaciones inelásticas, junto con el adecuado mantenimiento de ciertos miembros y conexiones en el rango elástico, permitiendo disipar gran cantidad de energía sin la pérdida de estabilidad en la edificación.

Los factores R empleados en este nivel de diseño, son algo mayores que en el nivel de diseño 2.

Las vigas deben de ser de Secciones Plásticas ($\lambda \leq \lambda_{pd}$) y columnas deben de ser de Secciones Compactas ($\lambda \leq \lambda_p$).

Las juntas viga–columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice F de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 y que hayan demostrado que tiene al menos una *capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes*.

II.14.4 Según el tipo de conexiones, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, y conforme a lo expuesto en la Sección II.7 de este trabajo

Conexiones de Simples o Flexibles

Conexiones Parcialmente Rígidas (PR)

Conexiones Totalmente Rígidas (TR)

II.14.5 Según la regularidad de la estructura, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001

Se considera irregular la edificación que en alguna de sus direcciones principales presente alguna de las características siguientes:

Irregularidades Verticales

Entrepiso blando. La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir. Debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño a ND3 a todas aquellas áreas y/o componentes que presenten este tipo de irregularidad.

Entrepiso débil. La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir. Debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño a ND3 a todas aquellas áreas y/o componentes que presenten este tipo de irregularidad.

Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos. Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

Aumento de las masas con la elevación. La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

Variaciones en la geometría del sistema estructural. La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

Esbeltéz excesiva. El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales. De acuerdo con alguno de los siguientes casos:

- Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.
- El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
- El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.
- Debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño a ND3 a todas aquellas áreas y/o componentes que presenten este tipo de irregularidad.

Falta de conexión entre miembros verticales. Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

Efecto de columna corta. Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales. Debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño a ND3 a todas aquellas áreas y/o componentes que presenten este tipo de irregularidad.

Irregularidades en Planta

Gran excentricidad. En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta.

$$e_{t(x)} = X_{CC} - X_{CT} > 0.2r \quad (\text{Ec. 12.11})$$

$$e_{t(y)} = Y_{CC} - Y_{CT} > 0.2r \quad (\text{Ec. 12.12})$$

donde:

r: radio de giro inercial.

X_{CC}, Y_{CC} : coordenadas del centro de cortante.

X_{CT}, Y_{CT} : coordenadas del centro de torsión o rigidez.

Riesgo torsional elevado. Si en algún un piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r ; es decir, $(r_t/r) < 0.5$.
- En este caso particular de una edificación de un piso, de planta regular rectangular sin mampostería, el radio de giro inercial y torsional pueden obtenerse de las siguientes expresiones indicadas tomadas del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001:

1) Radio de giro inercial:

$$r = \sqrt{\frac{B_X^2 + B_Y^2}{12}} \quad (\text{Ec. 12.13})$$

donde:

B_X, B_Y : dimensiones de la planta rectangular.

2) Radio de giro torsional:

$$r_{t(x)} = \sqrt{\frac{K_t}{K_{(x)}}} \quad (\text{Ec. 12.14})$$

$$r_{t(Y)} = \sqrt{\frac{K_t}{K_{(Y)}}} \quad (\text{Ec. 12.15})$$

donde:

2.1) Rigidez torsional respecto al centro de cortantes:

$$K_t = \sum_i K_{(X)i} (Y_i - e_{t(Y)})^2 + \sum_j K_{(Y)j} (X_j - e_{t(X)})^2 \quad (\text{Ec. 12.16})$$

donde:

i: pórticos en dirección Y.

j: pórticos en dirección X.

2.2) Rigidez lateral:

$$K_{(X)} = \sum K_{(X)i} \quad (\text{Ec. 12.17})$$

$$K_{(Y)} = \sum K_{(Y)j} \quad (\text{Ec. 12.18})$$

2.2.1) Rigidez lateral de cada pórtico, en la dirección analizada (considerando el método aproximado de Wilburg, para edificación de un solo nivel):

$$K_{(X)i} = \frac{48E}{h^2 \left[\frac{4}{(\sum K_c)_i} + \frac{1}{\left(\sum K_v + \frac{\sum K_c}{12} \right)_i} \right]} \quad (\text{Ec. 12.19})$$

$$K_{(Y)j} = \frac{48E}{h^2 \left[\frac{4}{(\sum K_c)_j} + \frac{1}{\left(\sum K_v + \frac{\sum K_c}{12} \right)_j} \right]} \quad (\text{Ec. 12.110})$$

donde:

i: pórticos en dirección Y.

j: pórticos en dirección X.

E: módulo de elasticidad.

h: altura.

I_C : momento de inercia de columna en la dirección considerada.

2.2.2) Otra alternativa para estimar la rigidez lateral consiste en aplicar un estado de cargas laterales externas que produzcan una deformación acorde con la generada por el modo de vibración característico de la dirección considerada. Seguidamente se analiza la estructura para el estado de cargas, asumiendo que la cubierta de techo actúa como diafragma rígido, y se determina el desplazamiento lateral y la cortante en la base, de acuerdo con el estado de cargas asumido. Por último, la rigidez lateral se estima igual al cortante sobre la deriva, en la dirección respectiva; es decir:

$$K_x = \frac{V_x}{\Delta_x} \quad (\text{Ec. 12.I11})$$

$$K_y = \frac{V_y}{\Delta_y} \quad (\text{Ec. 12.I12})$$

3) Excentricidad entre el Centro de Cortantes y el Centro de Torsión, en cada una de las direcciones analizadas:

$$e_{t(x)} = X_{CC} - X_{CT} \quad (\text{Ec. 12.I11})$$

$$e_{t(y)} = Y_{CC} - Y_{CT} \quad (\text{Ec. 12.I13})$$

3.1) Centro de torsión o rigidez:

$$X_{CT} = \frac{\sum(k_{(Y)j} X_j)}{\sum k_{(Y)j}} \quad (\text{Ec. 12.I14})$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum(k_{(X)i} Y_i)}{\sum k_{(X)i}} \quad (\text{Ec. 12.I15})$$

3.2) Centro de cortante:

$$X_{CC} = X_{CM} \quad (\text{Ec. 12.I16})$$

$$Y_{CC} = Y_{CM} \quad (\text{Ec. 12.I17})$$

3.3) Centro de masa:

$$X_{CM} = \frac{\sum(w_k X_k)}{\sum w_k} \quad (\text{Ec. 12.I18})$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum(w_k Y_k)}{\sum w_k} \quad (\text{Ec. 12.I19})$$

donde:

k: componente estructural en específico.

3) La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

$$e_{t(X)} = X_{CC} - X_{CT} > 0.3r_{t(X)} \quad (\text{Ec. 12.I20})$$

$$e_{t(Y)} = Y_{CC} - Y_{CT} > 0.3r_{t(Y)} \quad (\text{Ec. 12.I21})$$

Debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño a ND3 a todas aquellas áreas y/o componentes que presenten irregularidad por riesgo torsional elevado.

Sistema no ortogonal. Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

Diafragma flexible.

- Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.
- Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
- Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.
- Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

Debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño a ND3 a todas aquellas áreas y/o componentes que presenten este tipo de irregularidad.

II.14.6 Según el uso de la estructura, especificado en la Norma COVENIN-MINDUR 1756:2001

GRUPO A: Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas, tales como:

- Hospitales, edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional, edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas, estaciones de bomberos, de policía o cuarteles, centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones. plantas de bombeo, depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos, torres de control, hangares, centros de tráfico aéreo, *edificaciones educacionales*, y edificaciones que puedan poner en peligro alguna de las de este Grupo.

GRUPO B1: Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente, tales como:

- Edificios con capacidad de ocupación de más de 3 000 personas o área techada de más de 20 000 m², centros de salud no incluidos en el Grupo A, edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este Grupo.

GRUPO B2: Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:

- Viviendas, edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles, bancos, restaurantes, cines y teatros, almacenes y depósitos, toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.

GRUPO C: Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos. Las edificaciones que contengan áreas que pertenezcan a más de un Grupo, *usos mixtos*, serán clasificadas en el Grupo más exigente.

De acuerdo al uso, a las estructuras se les asigna un factor de importancia (α), de acuerdo a la siguiente Tabla:

Tabla 24
Factor de importancia.

GRUPO	α
A	1.3
B1	1.15
B2	1

Nota. Valores tomados de la tabla 6.1, p. 25, del articulado titulado *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Primera Revisión.* (Norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001, 2001, julio 25).

Al respecto, el Comentario C-6.1.3 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 señala lo siguiente:

La intención de la aplicación de un factor de importancia mayor que la unidad, es la de obtener valores de la aceleración del terreno asociados a una menor probabilidad de excedencia para la misma vida útil...

II.15 SISTEMA ESTRUCTURAL TIPO PÓRTICO A MOMENTO ORDINARIO (OMF) PARA CONEXIONES PARCIALMENTE RÍGIDAS (PR)

De acuerdo al documento *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 341-05. ANSI/AISC 341s1-05, ([AISC, 2005a](#)), se tiene lo siguiente:

- En los sistemas estructurales tipo OMF se permiten conexiones viga-columna tipo TR o PR, las cuales pueden ser soldadas y/o con pernos de alta resistencia.
- La limitada capacidad de disipación de energía de los pórticos tipo OMF es menor a la de los pórticos tipo IMF. A diferencia de este último, los pórticos OMF están basados en procedimientos preestablecidos. Dichos procedimientos se fundamentan en lecciones aprendidas de investigaciones a pórticos a momento de acero luego del terremoto de Northridge, y resultados de pruebas físicas e investigaciones analíticas completadas como parte del proyecto la Agencia norteamericana de Dirección de Emergencias Federal (FEMA) y la Asociación de Ingenieros estructurales de California (SAC).
- En particular para conexiones tipo PR, debe cumplirse que:
 - Cada conexión debe ser diseñada para la resistencia requerida a flexión de $1.1R_Y M_p$. El factor R_Y depende del tipo de acero, a saber entre otros (de la tabla I-6-1 del documento *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 341-05. ANSI/AISC 341s1-05, ([AISC, 2005a](#))): 1.5 para aceros ASTM

A36/A36M, 1.3 para aceros ASTM A572/572M Grado 42, y 1.1 para aceros ASTM A572/572M Grade 50 o Grado 55.

- La resistencia nominal a flexión de la conexión, M_n , no debe ser menor que el 50% de M_p de la viga o columna conectada, cualquiera sea el menor.
 - La resistencia y rigidez de las conexiones a momento tipo PR deberán ser consideradas en el diseño, incluyendo el efecto de estabilidad del pórtico completo.
- Para conexiones a momento tipo PR, V_u , será determinada de la combinación de cargas incluyendo el cortante resultante del máximo momento en los extremos que la conexión es capaz de resistir.

Por otro lado, el documento *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. FEMA 350 (SAC, 2000a) expone, en particular para los sistemas tipo OMF que poseen conexiones tipo PR, lo siguiente:

- Pueden ser efectivas en resistir deformaciones inducidas por grandes terremotos con daños limitados.
- Las conexiones tipo PR son configuradas para formar rótulas plásticas a través de la cedencia de los mismos elementos de conexión.
- La capacidad a momento plástico de estas conexiones PR es típicamente una fracción de la respectiva capacidad de los elementos de pórticos conectados, propiciando que el comportamiento inelástico ocurra en la conexión bajo niveles de fuerza relativamente bajos. Además, estas conexiones deben configurarse para asegurar que el comportamiento inelástico ocurra a través de la cedencia dúctil de los elementos, en vez de ocurrir una falla frágil.

- Los pórticos desarrollados con conexiones PR que son diseñadas apropiadamente pueden ser capaz de desarrollar una amplia respuesta inelástica, con la formación de rótulas plásticas en las conexiones, adyacente a la cara de la columna.

En las especificaciones de *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341-05. ANSI/AISC 341s1-05, (AISC, 2005a)*, se señala que, a pesar de que el documento FEMA 350 *op. cit.* (y como se expuso en la Sección II.7) no precalifica las conexiones soldadas de vigas al eje menor de las columna, debido a los escasos datos de ensayos con los que se cuenta para este tipo de conexiones; pueden diseñarse tales conexiones para pórticos tipo OMF tomando en consideración las siguientes recomendaciones:

- La plancha de continuidad del ala inferior debe ser más gruesa que el ala de la viga y fijar esta plancha más abajo que la cara inferior teórica de la viga para favorecer la tolerancia al ancho de la viga.
- Las planchas de continuidad deberán proyectarse a un mínimo de 75mm más allá del ala de la columna y ser rebajado hasta alcanzar el ancho del ala de la viga, y prolongarse el otro extremo hasta alcanzar el alma de la columna.
- La porción del ala inferior que sirve de asiento debe ser removida y efectuar una transición soldada entre el espesor de la plancha de continuidad y el espesor del ala inferior.

La conexión resultante es similar a la ya mostrada la Figura 32 c).

II.16 ESTADOS LÍMITES Y MODOS DE FALLA

Estado límite, según se define en el *Manual de Proyectos de Estructuras de Acero*, Tomo III, Fundamentos teóricos, p.8-12, (SIDOR, 1982b):

Se entiende por estado límite aquella etapa del comportamiento a partir del cual una estructura o parte de ella deja de cumplir con alguna función para la cual fue proyectada...

El estado límite, denotado por las siglas en inglés LRFD (Load and Resistance Factor Design) consiste básicamente en: garantizar que la capacidad resistente, afectada por un factor de minoración (Φ), sea siempre igual o superior a la demanda derivada de las combinaciones o suma de de las cargas aplicadas, afectadas cada una de estas por un factor de mayoración (γ) específico. El factor de minoración (Φ) y el factor de mayoración (γ) consideran la posibilidad de incertidumbre en la obtención de las resistencias y cargas nominales respectivamente, en términos de rigidez, resistencia, estabilidad, de absorción de energía y disipación de energía.

El estado límite se divide fundamentalmente en dos tipos:

- 1) *Estado límite de agotamiento resistente o último*: está relacionado con la seguridad y la capacidad, y que comprende las verificaciones por resistencia, estabilidad, volcamiento, colapso y cualquier otra falla estructural que comprometa la seguridad y la vida.
- 2) *Estado límite de servicio*: está relacionado con la durabilidad y funcionamiento bajo condiciones normales de servicio que puedan afectar el confort de los usuarios, como flechas o deformaciones y

contraflechas, vibraciones, fatiga, efectos de temperatura, deslizamiento en las juntas y conexiones, y corrosión.

En consecuencia, como es evidente, los modos de falla se consideran básicamente para los estados límites de agotamiento resistente. Los modos de falla pueden clasificarse en dos tipos fundamentales:

- 1) *Falla Frágil*: se refiere a cuando la sección, elemento, miembro, o estructura, reduce drásticamente su capacidad resistente al alcanzar el estado límite de agotamiento. No es deseable que ocurran fallas frágiles en las conexiones dado que pueden resultar en una reducción sustancial de la capacidad resistente de la estructura a fuerzas laterales lo cual, en casos extremos, pueden producir inestabilidad y hasta el colapso de la misma.
- 2) *Falla Dúctil*: se refiere a cuando la sección, elemento, miembro, o estructura, mantiene su capacidad resistente a pesar de que las deformaciones han excedido apreciablemente aquellas requeridas para alcanzar el estado límite de agotamiento.

De acuerdo a esto, se considera como falla frágil la condición de rotura, y por lo tanto será considerado un comportamiento frágil (Fuerza Controlada) para la curva fuerza-deformación de los miembros, componentes y conexiones en un Análisis Estático No Lineal “*Pushover*”. Cuando se alcance algún estado límite cuyo análisis se considere por *Fuerza Controlada*, se considerará en el presente trabajo como representativo de una *Falla Frágil*; y en consecuencia, aquellos casos en que se alcance un estado límite cuyo análisis se considere por *Deformación Controlada*, representará una *Falla Dúctil*. (Ver Figura 102)

II.17 SELECCIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE REDUCCIÓN R SEGÚN LAS NORMAS COVENIN-MINDUR 1618:1998 Y COVENIN-MINDUR 1756:2001

El Nivel de Diseño determina cuales son los requerimientos normativos que debe cumplir el sistema resistente a sismos de una edificación, dependiendo de la amenaza o riesgo sísmico inherente a su ubicación, a la regularidad de la estructura (descrita en la Sección II.14.5), a su altura, y al uso de esta (descritos cada uno en la Sección II.14.6), para garantizar que desarrolle la capacidad de respuesta sísmica que se describe en la Sección II.14.3, según sea el caso. En Tabla 25 se indica cuál es el nivel de diseño (ND) requerido en función a la zona sísmica y al grupo asignado a la estructura según su uso.

Tabla 25

Niveles de Diseño por grupo, zona sísmica y altura.

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A, B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND2 (**) ND3

(*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30m de altura

(**) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos ú 8m de altura

Nota. Valores tomados de la tabla 6.2, p. 26, del articulado titulado *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Primera Revisión.* (Norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001, 2001, julio 25).

Adicionalmente, en la Tabla 26 se muestra una correlación entre el nivel de diseño (ND), los tipos estructuras de acero según la norma

COVENIN-MINDUR 1756:2001 y los tipificados según las normas norteamericanas, como la ya citada ANSI/AISC 341-05. ANSI/AISC 341s1-05, entre otras; incluyéndose además el factor de reducción “R” respectivo.

Tabla 26

Correspondencia entre tipos estructurales definidos según la norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001 y los tipificados según las normas norteamericanas (AISC, UBC, etc.), para Estructuras de Acero.

NIVEL DE DISEÑO	TIPOS ESTRUCTURALES				
	I (1)	II	III	IIIa	IV
ND3	<p>Pórticos resistentes a momento (SMF). R = 6</p> <p>Pórticos resistentes a momento con vigas de celosía (STMF) R = 5 (2)</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (SMF) + Pórticos con arriost. excéntricos (EBF) R = 5</p> <p>Pórticos resistentes a momentos (SMF) + Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 5</p>	<p>Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 4</p>	<p>Pórticos con arriost. Excéntricos (EBF) R = 6 o 5, según la conexión viga colectora columna. (3)</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (SMF) R = 2</p>
ND2	<p>Pórticos resistentes a momento (IMF) R = 4.5</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (IMF)+ Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 4</p>	<p>No aplica</p>	<p>No aplica</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (IMF) R = 1.5</p>
ND1	<p>Pórticos resistentes a momento (OMF) R = 2.5</p>	<p>Pórticos (OMF) + Pórticos con arriost. Concéntricos (OCBF) R = 2.25</p>	<p>Pórticos con arriost. concéntricos (OCBF) R = 2</p>	<p>No aplica</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (OMF) R = 1.25</p>

(1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75.

(2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura.

(3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del Tipo PR, usar R=5.0.

Nota. tomado de la tabla C-3.1 a) Estructuras de Acero, titulada *Correspondencia entre los Tipos Estructurales definidos en esta Norma, los de la tabla 6.4 de la Norma COVENIN-MINDUR 1756-98 y los de las Normas Norteamericanas (AISC, UBC, etc.)*, p. C-12, del Comentario del Articulado titulado *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites. Articulado y Comentarios. Primera Revisión.* (Norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, 1998, diciembre 9).

Como se puede apreciar el nivel de diseño está asociado a su vez con un factor de reducción de respuesta R.

En cuanto al Factor de Reducción R, se exponen los siguientes extractos del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, en su sección C-6.4, de la p. C-41:

La estructura en general y sus miembros en particular, pueden tener incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de los movimientos sísmicos de la severidad aquí establecida, por lo que la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura y cierto grado de sobrerresistencia se incorporan mediante factores de reducción, conformes a con las exigencias que las correspondientes Normas COVENIN-MINDUR establecen para cada material y tipo estructural, de acuerdo al Nivel de Diseño.

La ductilidad global y la sobrerresistencia de la estructura se infiere de estudios analíticos o experimentales, o de adecuadas comparaciones con estructuras tipificadas o previamente estudiadas, e incorpora los grados de ductilidad local existentes; estos dependen del tipo de detallado y los mecanismos previstos de absorción y disipación de energía.

En su forma más simple el factor de reducción de respuesta, R, toma en consideración la ductilidad D, y el factor de sobrerresistencia (Uang, 1991; ATC, 1995; Fischinger M. y P. Fajfar, 1990; Hernández, 1997a). En los casos en que se utilicen espectros de respuesta inelástica, la selección de los factores de reducción de respuesta debe estar debidamente justificada de acuerdo con aquellas magnitudes y además con las consideraciones de estabilidad pertinentes y la posible incidencia de las irregularidades de la estructura y de la tabiquería. Los factores de reducción R derivan su nombre del hecho de que reducen las fuerzas sísmicas elásticas por su valor, para los sistemas (o modos) de periodos largos. Sin embargo, para los periodos cortos la reducción es menor (Art. 7.2), aunque sigue asociada a R. En conclusión, debemos considerar a R como un factor teórico de referencia para la reducción.

a) Es posible diseñar para deformaciones superiores a las cedentes. En tal caso se requiere de un sistema capaz de absorber y disipar energía sin que ello comprometa su estabilidad, (Newmark, 1970). Esta propiedad caracteriza la ductilidad. En los sistemas elasto-plásticos la ductilidad es igual al cociente del desplazamiento total entre el desplazamiento cedente. En el factor de reducción R se incorpora la capacidad global del sistema para absorber y disipar energía por acción inelástica (Newmark and Riddell, 1979).

e) Aún reconociendo que las sobrerresistencias globales de los distintos tipos estructurales pueden ser algo diferentes, en aras de la simplicidad [sombras añadidas] en esta Norma se ha supuesto un valor uniforme de 1.25 [sombras añadidas]. Esto equivale a que la ductilidad esté en el orden de 0.8 veces el factor de reducción utilizado [sombras añadidas]. Esta relación se introduce en la estimación de los desplazamientos inelásticos [sombras añadidas]...

En el Capítulo 2 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 se define sobrerresistencia como: “Valor real de la capacidad resistente, incluidos los elementos estructurales y no estructurales, la cual excede la resistencia nominal de cálculo.”

Según la Terminología de las normas COVENIN-MINDUR de edificaciones, norma COVENIN-MINDUR 2004:1998, se define resistencia nominal como la: “Resistencia obtenida al utilizar los principios y parámetros normativos correspondientes al estado límite del agotamiento resistente, sin aplicar factores de minoración...”

En el Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, subsección C-6.5.b, se expone lo siguiente:

Los efectos desfavorables de paredes enmarcadas por las vigas y columnas [sombras añadidas] de los sistemas estructurales Tipos I y II, deben incorporarse tanto en el análisis mediante la reducción de R a un 75% [sombras añadidas], como en el diseño...

En el caso de edificaciones existentes, debe de asignársele un nivel de diseño (ND) en relación al cumplimiento de los requerimientos normativos sismorresistentes de las normas COVENIN-MINDUR, especialmente las normas 1618:1998 y 1756:2001; tal y como se ha expuesto anteriormente.

El Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, en la subsección C-12.3.1, p. C-117, expone lo siguiente:

El Nivel de Diseño presente de una edificación existente se asignará en función de la información disponible sobre como fue efectivamente construida, aplicando criterios realistas. Estos deben respaldarse en lo posible en el comportamiento

conocido bajo la acción de sismos reales o información experimental de una intensidad comparable, tomando en cuenta las incertidumbres presentes. (ATC 3-06, 1978).

Los principales requerimientos normativos sismorresistentes que deben satisfacerse son los mostrados en la Tabla 27; en caso contrario debe emplearse el valor de uno para el factor de reducción de respuesta ($R=1$), según se expone en el artículo 12.3.1 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001. En la Subsección C-12.3.1 del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 se señala que “Esta penalización es debido a que la edificación no asegura una capacidad de absorción y disipación de energía propia de valores mayores de $R...$ ”

Tabla 27

Requisitos normativos de incidencia sismorresistente.

ESTRUCTURAS DE ACERO	
a)	Las máximas relaciones ancho/espesor de las alas o almas de los perfiles.
b)	Las máximas relaciones de esbeltez en miembros comprimidos.
c)	Las limitaciones de espesor y longitudes de soldaduras y las de espaciamentos de pernos, remaches y soldaduras.
d)	Los rigidizadores de las columnas en las conexiones a momento.
e)	Los arriostramientos laterales de las vigas y cerchas.

Nota. tomado de la tabla 12.1, titulada *Requisitos Normativos de Incidencia Sismorresistente, Estructuras de Acero*, p. 68, del Articulado titulado *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Primera Revisión.* ([Norma COVENIN-MINDUR 1756-1:1998, 2001, julio 25](#)).

La norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, en su subsección 6.3.2, expone:

En el caso de que en alguna dirección de análisis se utilice más de un sistema estructural, en esa dirección se empleará el menor valor R [sombras añadidas] de los correspondientes valores dados en la Tabla 6.4. Cuando en la combinación vertical de dos sistemas, uno de los componentes soporte un peso igual o menor que el diez por ciento (10%) del peso total de la edificación, no es necesario satisfacer este requisito.

En particular según la normas ya citadas, cuando $R=1$, se asume que la estructura es incapaz de absorber y disipar energía mediante deformaciones inelásticas; es decir, que no puede desarrollar un comportamiento dúctil.

II.18 ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA Y COEFICIENTE SÍSMICO

En base a la forma espectral seleccionada de la Tabla 5, se puede a su vez seleccionar de la Tabla 28, el correspondiente valor: del factor de magnificación promedio (β), del máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (T^*), y del exponente que define la rama descendente del espectro (p).

Tabla 28.
Valores de β , T^* y p .

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Nota. tomado de la tabla 7.1, titulada *Valores de T^* , β y p* , p. 35, del Articulado titulado *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Primera Revisión.* ([Norma COVENIN-MINDUR 1756-1:1998, 2001, julio 25](#)).

Una vez obtenido el valor de T^* , se determina el valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante mediante la expresión:

$$T_0 = T^*/4 \quad (\text{seg}). \quad (\text{Ec.12.1})$$

El período característico de variación de respuesta dúctil (T^+) se obtiene de la Tabla 29, según el factor de reducción de respuesta R ; sin embargo, este no debe ser menor a T_0 ($T^+ \geq T_0$).

Tabla 29

Valores T^+ . Fuente: tabla 12.2, norma COVENIN-MINDUR 1756:2001.

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	0.1 (R-1)
$R \geq 5$	0.4

Nota. tomado de la tabla 7.2, titulada *Valores de T^+* , p. 35, del Articulado titulado *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Primera Revisión.* (Norma COVENIN-MINDUR 1756-1:1998, 2001,julio 25).

Luego se obtiene el exponente de simplificación (c) del factor de reducción de respuesta para cada forma espectral, mediante la expresión:

$$c = \sqrt[4]{R/\beta} \quad (\text{Ec.12.2})$$

De esta manera el espectro de respuesta queda definido por medio de la ordenada A_d , en función del período T ; de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left[\frac{T}{T^+} \right]^c (R - 1)} \quad (\text{Ec.12.3.1})$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad (\text{Ec.12.3.2})$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \left[\frac{T^*}{T} \right]^p \quad (\text{Ec.12.3.3})$$

donde:

A_d : Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

- α : Factor de importancia (Tabla 24).
- A_0 : Coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 4).
- φ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 5).
- β : Factor de magnificación promedio (Tabla 28).
- T_0 : Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (Ecuación 12.1).
- T^* : Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (Tabla 28).
- T^+ : Período característico de variación de respuesta dúctil (seg) (Tabla 29).
- c : según (Ecuación 12.2)
- R : Factor de reducción de respuesta (Sección II.17).
- p : Exponente que define la rama descendente del espectro (Tabla 28).

El espectro de respuesta sísmica, obtenido mediante la Ecuación 12.3.1, Ecuación 12.3.2 y Ecuación 12.3.3, permite diseñar las estructuras con una adecuada capacidad sismorresistente. Sin embargo, dado que la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, y en particular para estructuras de acero la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998, aplican criterios de análisis para el diseño de estructuras dentro del rango elástico lineal; esto no significa que la estructura no pueda diseñarse para que sea capaz de incursionar en el rango inelástico. De aquí se desprende la función que cumple el factor de reducción de respuesta (R) y la importancia de satisfacer los requerimientos normativos derivados del nivel de diseño.

Conforme a lo expuesto en la Sección II.17, cuando se considera que la estructura sólo es capaz de soportar las acciones sísmicas dentro del rango elástico, debe considerarse la totalidad las acciones sísmicas actuando sobre la estructura en el análisis estructural; es por ello que se adopta $R=1$ para el espectro de respuesta, como se muestra en la Figura 88

a). En este caso el espectro de respuesta se denomina espectro de respuesta elástica, o simplemente “espectro elástico”.

Por otro lado, cuando en el análisis sísmico se considera que ciertos componentes de una estructura son capaces de incursionar en el rango plástico; es decir, que se satisfacen los requerimientos normativos del nivel de diseño, se incrementa entonces el valor del factor de reducción (R). Debido a esto, como se muestra en la Figura 88 b), el espectro elástico se reduce, reconociendo que una parte de capacidad sismorresistente depende los mecanismos de absorción y disipación de energía que se logran por el nivel deformación plástica que pueden desarrollar los componentes de la estructura.

Al considerar las acciones sísmicas derivadas del espectro elástico reducido se logra que los criterios de análisis elásticos lineales, mencionados previamente, sigan siendo válidos. “Los espectros de diseño se dan a nivel cedente...” (Artículo 3.5, ítem d, de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001)

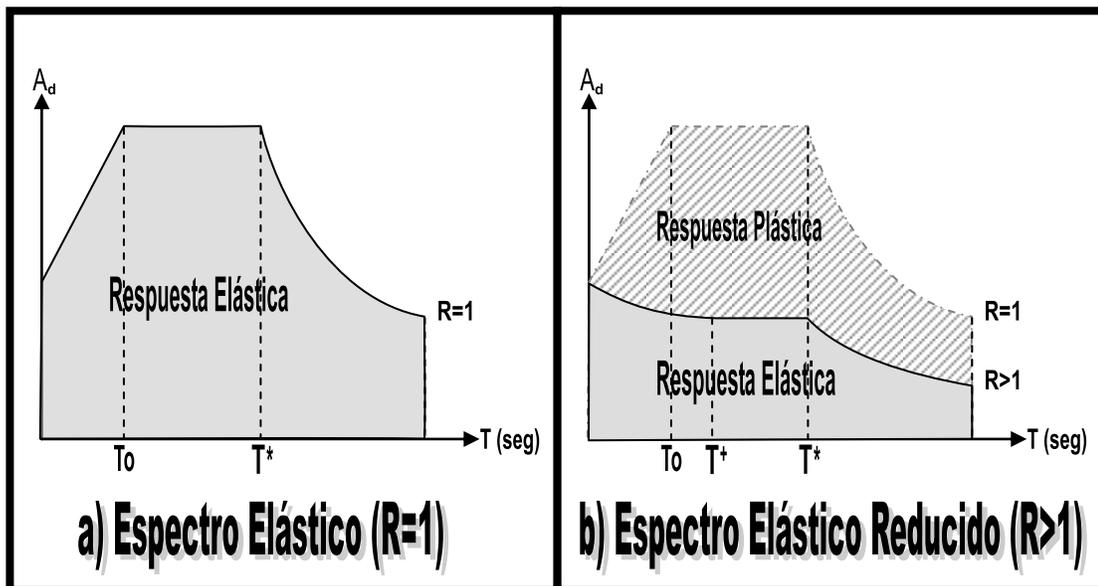


Figura 88. Espectros de Respuesta Sísmica Elástica, (Completa y Reducida).

En otro sentido, salvo que se efectúe un análisis dinámico con acelerogramas o estático inelástico, el valor de la fuerza cortante de diseño a nivel de base V_o se obtiene empleando el espectro de diseño. En el caso de los métodos de análisis dinámico, la fuerza cortante de diseño a nivel de base es el resultado de la combinación de los respectivos valores modales.

Dado que los valores de A_d pueden ser reducidos por R , se necesita establecer un coeficiente sísmico mínimo. El coeficiente sísmico no será menor que $(\alpha A_o)/R$, y está definido mediante la siguiente expresión:

$$\frac{V_o}{W} \geq \frac{\alpha A_o}{R} \quad (\text{Ec.12.4})$$

donde:

α : Factor de importancia (Tabla 24).

A_o : Coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 4).

R : Factor de reducción de respuesta (Sección II.18).

V_o : Fuerza cortante a nivel de base, obtenida aplicando uno de los métodos de análisis de la Sección II.19, y considerando las combinaciones de cargas establecidas en la Sección II.20.

W : Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para la determinación del peso total W , a las acciones permanentes (CP) deberán sumarse los porcentajes, γ , de las acciones variables (CV) establecidas en la norma COVENIN-MINDUR 2002:1988, según se indica seguidamente:

- a) Recipientes de líquidos: cien por ciento ($\gamma=100\%$) de la carga de servicio, con el recipiente lleno.
- b) Almacenes y depósitos en general, donde la carga tenga el carácter de permanente tales como bibliotecas o archivos: cien por ciento ($\gamma=100\%$) de la carga de servicio.
- c) Estacionamientos públicos: en ningún caso el valor que se adopte será menor que el cincuenta por ciento ($\gamma \geq 50\%$) de la carga variable de servicio establecida en

las normas respectivas, considerando el estacionamiento lleno.

- d) Edificaciones donde pueda haber concentración de público, más de unas 200 personas, tales como: educacionales, comerciales, cines e industrias, así como escaleras y vías de escape: cincuenta por ciento ($\gamma=50\%$) de la carga variable de servicio.
- e) Entrepisos de edificaciones, no incluidos en (d) tales como: viviendas y estacionamientos distintos de c): veinticinco por ciento ($\gamma=25\%$) de la carga variable de servicio.
- f) Techos y terrazas no accesibles: cero por ciento ($\gamma=0\%$) de la carga variable.

Lo cual puede expresarse como:

$$W = CP + \sum \gamma_i CV_i \quad (\text{Ec.12.5})$$

Lo anterior implica que, a la masa propia de la estructura (correspondiente a las acciones permanentes (m_{CP}) debe incluirse adicionalmente, para efectos de análisis, la masa correspondientes a la suma de los porcentajes de cargas variables ($m_{\sum \gamma CV}$); de esta manera, la masa total de la estructura (m_T) quedará representada como:

$$m_T = m_{CP} + m_{\sum \gamma CV} \quad (\text{Ec.12.6})$$

Para el presente trabajo es de especial interés, poder determinar la masa correspondiente a cada porcentaje de las acciones variables ($m_{\gamma_i CV_i}$) por unidad de área considerada en cada caso (A_{CV_i}); dado que esto permite asignar de manera distribuida la masa ($m_{\gamma_i CV_i}$) sobre elementos de sección tipo área (“*Area Section*”, en el programa de análisis estructural de SAP2000) que hayan sido empleados para representar un diafragma, mediante la opción “*Assing Mass*” (Ver Figura 89). Es decir:

$$(m_{\gamma_i CV_i})/A_{CV_i} \quad (\text{Ec.12.7})$$

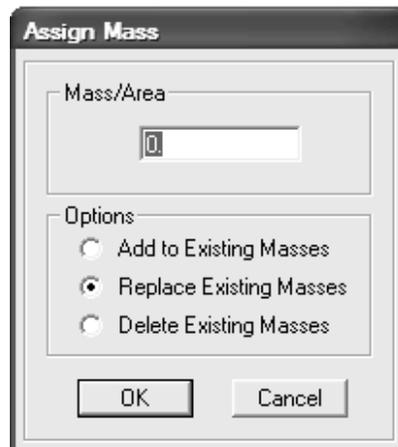


Figura 89. Asignación de masa en elementos tipo “Area Sections”.
Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

El coeficiente de aceleración horizontal ($\alpha\phi A_0$) representa la ordenada del espectro de respuesta para un período igual a cero. En el caso de la evaluación de una edificación existente, puede disminuirse el valor de la aceleración de diseño si se justifica adecuadamente, pero no puede ser menor que el 80% del valor por norma ($0.8\alpha\phi A_0$); tal y como se señala en el artículo 12.4 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001.

II.19 MÉTODOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN, Y REHABILITACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN EXISTENTE

La norma COVENIN-MINDUR 1618:1998 no considera la evaluación sismorresistente de estructuras; sin embargo, en su Comentario expone textualmente lo siguiente:

La evaluación de los efectos sísmicos o cargas móviles (vibración) se regirán por los criterios de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 Edificaciones Sismorresistentes, el Apéndice F de la presente Norma, y complementados con los criterios y procedimientos derivados de estudios especiales o de reconocidas normas o documentos apropiados a cada problema en particular. (Comentario C-36.1, COVENIN-MINDUR 1618:1998)

Entre las referencias bibliográficas más recientes se pueden consultar, entre otras, las publicaciones FEMA 172, 273 [sombras añadidas], 274, 276; el ATC 40 [sombras añadidas], y las publicaciones AISC debidas a Carter [1999], y Gross et al. [1999]. (Comentario C-36.1, COVENIN-MINDUR 1618:1998)

El Apéndice F mencionado anteriormente, se refiere a la “Calificación de los ensayos bajo cargas cíclicas de las conexiones viga-columna y viga eslabón–columna”; lo cual no es considerado en el estudio llevado a cabo en el presente trabajo.

Por otro lado, en la sección C-6.4 *Factor de Reducción de Respuesta*, del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, se expresa lo siguiente:

La ductilidad global y la sobrerresistencia de la estructura se infiere de estudios analíticos o experimentales, o de adecuadas comparaciones con estructuras tipificadas o previamente estudiadas, e incorpora los grados de ductilidad

local existentes; estos dependen del tipo de detallado y los mecanismos previstos de absorción y disipación de energía.

Entre las situaciones que puedan afectar el comportamiento sismorresistente de una edificación existente, y que la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 establece que deben presentarse para aplicar sus disposiciones, se tienen:

- Edificaciones que clasifican en el Grupo A, cuyo sistema estructural incumpla los requisitos de la Tabla 25 ó que no tenga la rigidez y resistencia adecuada.
- Cambios de uso, o ampliación de una edificación.
- Modificaciones sustanciales de la estructura portante, eliminación total o parcial de diafragmas, supresión o adición de tabiques de mampostería, u otras situaciones donde se modifique la respuesta esperada de la edificación a sismos intensos.

En la norma antes citada, se consideran los siguientes tres aspectos fundamentales para el estudio de la capacidad sismorresistente de una edificación existente:

Evaluación. Consiste fundamentalmente en constatar las condiciones reales de la edificación en la actualidad, las propiedades físicas de los materiales que la componen, el uso y mantenimiento, tipología de la estructura, condiciones y propiedades del terreno de fundación, y demás datos; que permitan justificar, en función a los resultados obtenidos de la evaluación, la toma de decisiones en aspectos como los siguientes:

- La clasificación del tipo de estructura sismorresistente.
- La selección del nivel de base y tipo de fundación.
- El modelo estructural conforme a los lineamientos establecidos por la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, en cuanto a los requisitos generales, criterios de análisis y verificación de la seguridad.

- La selección del método de análisis.
- La eventual incidencia desfavorable que la ubicación de la tabiquería existente pueda tener en la respuesta sismorresistente de la edificación.

En particular, en la sección C-12.5 *Evaluación*, del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, se expone:

Es de suma importancia en la evaluación de una estructura existente la determinación de la calidad presente de los materiales constructivos y el tipo de detallado utilizado. Particularmente, en edificaciones de concreto armado debe revisarse el tipo de acero de refuerzo presente pues en el pasado se usaron barras de baja ductilidad.

Independientemente de las verificaciones generales de la estructura, se estudiarán las incidencias negativas que pueda tener la ubicación de la tabiquería existente en el comportamiento estructural [sombras añadidas] (Bresler et. al., 1977), como son:

- a) Discontinuidades en la densidad de tabiquería entre los diferentes niveles, especialmente las que den lugar a entresijos blandos o débiles,
- b) El confinamiento parcial de tabiques que conduzca a la tipificación de "columnas cortas";
- c) La concentración de tabiquería en áreas localizadas de la planta que pueda generar efectos torsionales acentuados [sombras añadidas].

Cuando se concluya que existe una distribución o ubicación inadecuada de tabiquería, deberá procederse a su modificación con objeto de eliminar los problemas existentes. Si ello no fuera posible, deberá reforzarse la estructura para soportar sus efectos negativos [sombras añadidas]. Particularmente en caso de entresijos blandos, deberá realizarse una rigidización adecuada y una reevaluación global de la estructura.

Análisis y Verificación. De acuerdo a los resultados de la evaluación previa, el análisis de la edificación existente debe considerar todos los

elementos que colaboran o que puedan alterar su capacidad sismorresistente y portante, su calidad, los efectos en la ductilidad respecto al tipo de detallado, entre otros. Debe seleccionarse el tipo de análisis a efectuar de la edificación existente, de acuerdo al comportamiento esperado de la estructura, con el objetivo principal de verificarlo. Normas modernas recomiendan en algunos casos, la realización de un *Análisis Estático Inelástico* (tal y como se indica en el artículo 9.9 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001).

Al respecto de la mampostería, es importante destacar el siguiente extracto del Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, en la subsección C-8.3.4 *Efectos de la Tabiquería*:

En aquellos casos en los cuales la distribución de la tabiquería es marcadamente asimétrica y conduce a una variación substancial del centro de rigidez (véase Fig. C-8.3), generándose así efectos torsionales adicionales, puede ser necesario efectuar el análisis de la estructura con y sin tabiquería [sombras añadidas], para predecir las solicitaciones más desfavorables en los miembros. El modelo de la tabiquería para el correspondiente análisis elástico puede hacerse de acuerdo a las recomendaciones de Priestley (1980).

Rehabilitación. Cuando los resultados del Análisis de la Estructura Existente indiquen que la condición de la estructura o parte de ella es deficiente, se debe llevar a cabo una reparación, o un reforzamiento (rehabilitación) parcial o global de la misma, según sea el tipo y grado de la deficiencia.

II.19.1 Clasificación de los Métodos de Análisis

De manera general, los métodos de análisis de la respuesta de medios de unión o juntas, miembros y estructura como un todo, según los siguientes aspectos:

Las ecuaciones de equilibrio a aplicar dependen del carácter de las acciones que actúan sobre la estructura y sus componentes; pudiendo clasificarse un análisis por una de las siguientes:

- ESTÁTICO
- DINÁMICO

Dependiendo si las variables dependientes permiten describir integralmente el sistema mediante ecuaciones diferenciales lineales o no. En particular, un sistema que sigue la ley de Hooke permite describir un comportamiento lineal. Un modelo lineal de una estructura debe considerar las hipótesis de: material elástico, lineal e isótropo, las propiedades físicas permanecen constantes, y los desplazamientos son pequeños (desplazamientos infinitesimales). Considerar desplazamientos infinitesimales permite aplicar el *principio de Superposición de Efectos*. Sin embargo, un modelo no lineal no aplica las hipótesis anteriores, salvo el caso de Superposición de Efectos; en el que puede o no aplicarse dependiendo si se considera que los desplazamientos son pequeños ó no. De acuerdo a esto, un análisis puede clasificarse según sea el caso:

- LINEAL
- NO LINEAL

El cumplimiento de las siguientes tres premisas: ecuaciones de equilibrio consideran la geometría no deformada, la línea de acción de las cargas axiales actúan a través del baricentro de la sección transversal del miembro, y las rigideces se presentan de manera desacoplada; implica que

puede tipificarse un análisis como de primer orden, y en caso contrario como de segundo orden.

- De 1^{er} Orden
- De 2^{do} Orden

En base a la clasificación anterior, se podrán distinguir en el presente trabajo los tipos de análisis generales como:

- AEL 1^{er}O: Análisis Estático Lineal de Primer Orden
- AEL 2^{do}O: Análisis Estático Lineal de Segundo Orden
- AENL_{SE} 1^{er}O: Análisis Estático No Lineal de Primer Orden
- AENL_{SE} 2^{do}O: Análisis Estático No Lineal de Segundo Orden
- AENL 1^{er}O: Análisis Estático No Lineal de Primer Orden
- AENL 2^{do}O: *Análisis Estático No Lineal de Segundo Orden*
- ADL 1^{er}O: Análisis Dinámico Lineal de Primer Orden
- ADL 2^{do}O: Análisis Dinámico Lineal de Segundo Orden
- ADNL_{SE} 1^{er}O: Análisis Dinámico No Lineal de Primer Orden
- ADNL_{SE} 2^{do}O: Análisis Dinámico No Lineal de Segundo Orden
- ADNL 1^{er}O: Análisis Dinámico No Lineal de Primer Orden
- ADNL 2^{do}O: Análisis Dinámico No Lineal de Segundo Orden

donde el subíndice (SE) indica que se considera el principio de Superposición de Efectos.

Ahora bien, según la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, en el análisis de cada edificación se debe de incluir tanto los efectos traslacionales como los torsionales, de acuerdo a uno de los métodos siguientes, los cuales se presentan en orden creciente de refinamiento:

- La altura de la edificación no excede 10 pisos ni 30 metros:
 - Análisis estático:
 - *Método Estático Equivalente.*
 - *Torsión Estática Equivalente.*
- La altura de la edificación excede 10 pisos ó 30 metros, ó presenta irregularidad vertical por distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos, variación en la geometría del sistema estructural, o por esbeltez excesiva:
 - Análisis dinámico plano:
 - *Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel.*
 - *Método de la Torsión Estática Equivalente.*
- Presenta irregularidad vertical por entrepiso blando, débil, aumento de masas con la elevación, discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales, o falta de conexión entre elementos verticales, ó Presenta irregularidad horizontal por gran excentricidad, riesgo torsional elevado, o por sistema no ortogonal:
 - Análisis dinámico espacial:
 - *Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por nivel.*
- Presenta irregularidad horizontal por diafragma flexible:
 - Análisis dinámico espacial con diafragma flexible
- De aplicación general:
 - Método de análisis dinámico con acelerogramas
- De carácter opcional:
 - Análisis estático inelástico (No Lineal)

De particular importancia para el presente trabajo serán los análisis que son resumidos de forma esquemática en la Figura 90.

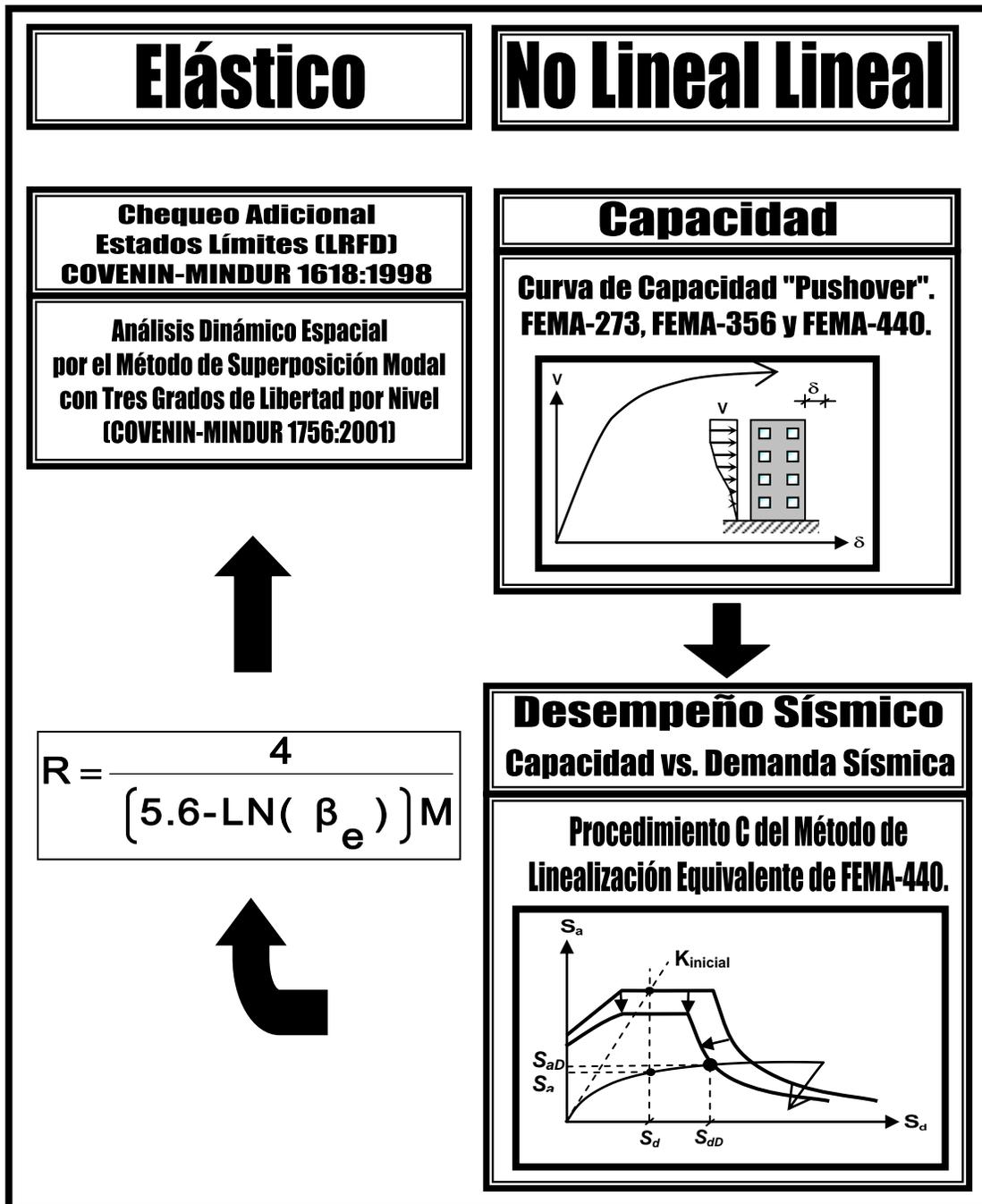


Figura 90. Resumen esquemático de los análisis de especial interés para el presente trabajo.

II.19.2 Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel. (COVENIN-MINDUR 1756:2001)

1) Respuesta dinámica

Este método toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación y considera tres grados de libertad para cada nivel.

Como mínimo, el número de modos de vibración (N_3) a utilizar en el análisis dinámico considerando tres grados de libertad, será el mayor entre los dos valores siguientes:

$$N_3 = 3N_1 \quad (\text{Ec.13})$$

para edificios con menos de 20 pisos:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (\text{Ec.13.1})$$

para edificios con 20 pisos o más:

$$N_1 = \frac{2}{3} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad (\text{Ec.13.2})$$

donde:

T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (Tabla 28).

T_1 = *período fundamental*, el cual se tomará como el período acoplado fundamental; es decir, el período del primer modo de vibración natural de la edificación (Modo 1), o sea el mayor periodo de todos.

Los valores N_1 se deben redondear al entero inmediato superior. Para estructuras de menos de 3 pisos, el número de modos a incorporar es igual al número de pisos.

N_3 = Número de modos que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis.

El máximo de cualquier valor de respuesta dinámica de interés para la acción de una componente sísmica en la dirección X (R_X) ó en la dirección Y (R_Y), se obtiene combinando los valores modales según el criterio de la combinación cuadrática completa (CQC, por sus siglas en inglés), que toma en cuenta el acoplamiento entre modos de frecuencia cercanas.

En cada dirección, el corte basal V_o deducido de la combinación modal deberá compararse con el obtenido en cada dirección de análisis mediante la expresión:

$$\bar{V}_o = \mu A_d W \quad (\text{Ec.14})$$

donde:

A_d : Ordenada del espectro de diseño obtenida mediante la Ecuación 12.3.1, Ecuación 12.3.2 y Ecuación 12.3.3, para un período $T=1.6T_a$, siendo T_a el período obtenido a partir de las expresiones siguientes:

a) Para edificaciones Tipo I:

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad (\text{Ec.13.3})$$

donde:

$C_t = 0.07$ para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto.

$C_t = 0.08$ para *edificios de acero*.

h_n : altura de la edificación medida (en “metros”) desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

b) Para edificaciones Tipo II, III y IV:

$$T_a = 0.05h_n^{0.75} \quad (\text{Ec.13.4})$$

donde:

W: Peso total de la edificación por encima del nivel de base obtenido para la Ecuación 12.4.

μ : el mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left(\frac{N+9}{2N+12} \right) \quad (\text{Ec.14.1})$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left(\frac{1.6T_a}{T^*} - 1 \right) \quad (\text{Ec.14.2})$$

donde:

N : número de niveles.

T* : máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante (Tabla 28).

Cuando V_o sea menor que \bar{V}_o , los valores para el diseño deberán multiplicarse por $\frac{\bar{V}_o}{V}$. El coeficiente $\frac{V_o}{W}$ debe ser mayor o igual que el coeficiente sísmico mínimo $\frac{\bar{V}_o}{W}$ obtenido con la Ecuación 12.4.

Particularmente, cuando se toman en cuenta los *efectos de la interacción suelo-estructura*, en el Comentario C-8.8 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, se señala lo siguiente:

La incorporación de los efectos de la interacción Suelo-Estructura, especialmente en *estructuras muy altas* [itálicas y sombras añadidas] o sobre *suelos muy blandos* [itálicas y sombras añadidas], pueden hacer decrecer los valores del

corte basal y las fuerzas laterales, incrementando los desplazamientos y los efectos P- δ y P- Δ .

El análisis de los efectos de la interacción suelo-estructura podrán evaluarse con la metodología establecida por (FEMA, 1997a). *En ningún caso* [itálicas y sombras añadidas] el valor del cortante basal total en cada dirección ser menor que el valor mínimo de control establecido por el método de análisis utilizado.

2) Torsión adicional

Los efectos de la componente rotacional del terreno y de las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez, se incluyen en el diseño añadiendo a los resultados del análisis dinámico, las solicitaciones más desfavorables que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los siguientes momentos torsores:

Para sismo X:

$$M_{t_{kx}} = \pm V_{kx} (0.06B_{ky}) \quad (\text{Ec.15.1})$$

Para sismo Y:

$$M_{t_{ky}} = \pm V_{ky} (0.06B_{kx}) \quad (\text{Ec.15.2})$$

donde:

V_{kx} : Fuerza cortante de piso del nivel k de la edificación, en dirección X debida a la componente sísmica X.

V_{ky} : Fuerza cortante de piso del nivel k de la edificación, en dirección Y debida a la componente sísmica Y.

B_{kx} : Mayor dimensión horizontal de la edificación en dirección X, en el nivel k.

B_{ky} : Mayor dimensión horizontal de la edificación en dirección Y, en el nivel k.

$M_{t_{kx}}$: Momentos torsores adicionales a aplicar en el piso k, para el caso de sismo en la dirección X.

$M_{t_{ky}}$: Momentos torsores adicionales a aplicar en el piso k, para el caso de sismo en la dirección Y.

El momento torsor en un piso cualquiera no podrá ser menor que en ninguno de los pisos superiores.

Para sismo en la dirección X, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de $M_{t_{kx}}$, conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{tx} . Para sismo Y, la aplicación estática de los torques de piso obtenidos de $M_{t_{ky}}$, conducen a una sollicitación genérica que se denota por R_{ty} .

3) Combinación de la respuesta dinámica y la torsión adicional

A los valores absolutos de las respuestas dinámicas R_x y R_y obtenidas de aplicar la Sección II.19.2 1), para sismo en la dirección X y para sismo en la dirección Y, respectivamente, se les añade el valor absoluto obtenido de las sollicitaciones resultantes de aplicar la torsión adicional, R_{tx} y R_{ty} obtenidas de aplicar la Sección II.19.2 2), para determinar las *sollicitaciones sísmicas completas* en cada dirección R_x^* y R_y^* , en cada miembro o plano resistente.

Para sismo X:

$$R_x^* = |R_x| + |R_{tx}| \quad (\text{Ec.16.1})$$

Para sismo Y:

$$R_y^* = |R_y| + |R_{ty}| \quad (\text{Ec.16.2})$$

II.19.3 Métodos de Análisis Estático No Lineal

En lo sucesivo, se podrá hacer referencia en el presente trabajo al Método de Análisis Estático No Lineal mediante las siglas (AENL), y al Método de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel mediante las siglas (ADL), en referencia a un Análisis Dinámico Lineal; ya expuestos ambos en la Sección II.19.2.

En el caso de estructuras de un solo nivel, éstas usualmente pueden ser representadas apropiadamente como un sistema de un solo grado de libertad, por lo que es poco significativa la variación entre las fuerzas y deformaciones asociadas al patrón de cargas laterales (cargas monótonamente crecientes) escogida para desarrollar la Curva de Capacidad "Pushover", las cuales intentan recrear de forma aproximada la distribución de cargas inducidas por un sismo sobre una estructura. De entre los distintos patrones de distribución de cargas laterales propuestas en la literatura técnica (carga simple concentrada, rectangular, triangular, patrones de carga de diversos códigos, proporcional a la forma del primer modo, adaptativa, SRSS, multi-modos, etc).

Los métodos de AENL que se exponen a continuación, simplifican la respuesta de los modelos estructurales a un modelo de oscilador equivalente de un grado de libertad. (Ver Figura 91)

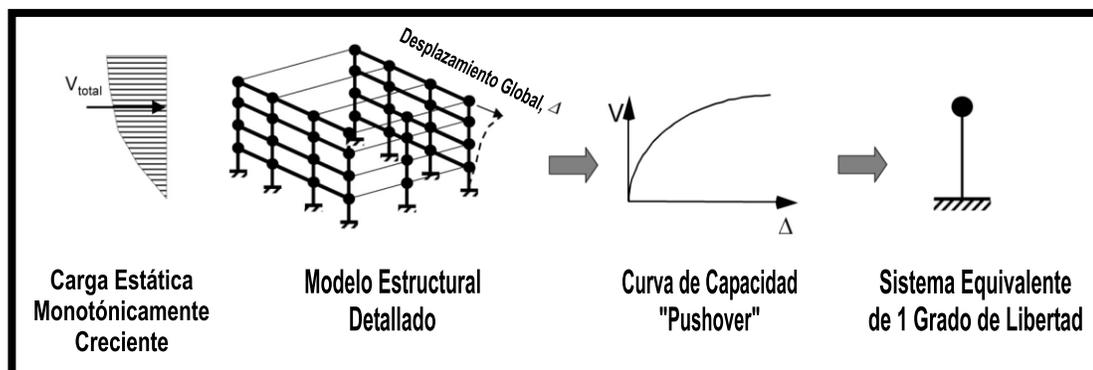


Figura 91. Sistema Equivalente de 1 Grado de Libertad. Ajustado a la figura 2-5, de *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440, p.2-4, (ATC, 2005).

II.19.3.1 Curva de Capacidad “Pushover”. (FEMA 273, FEMA 356 y FEMA 440)

Como se expone en el Comentario C2.4.2.1 de FEMA 356:

El NSP⁴⁸ generalmente es una aproximación más confiable para caracterizar el desempeño de una estructura, que el empleo de procedimientos lineales. Sin embargo, *no es exacto* [itálicas y sombras añadidas], y no puede representar con exactitud los cambios en la respuesta dinámica, en cuanto a la degradación en la rigidez de la estructura, [coma añadida] así como en la representación de los efectos de modos más altos. Cuando el NSP es utilizado sobre una estructura que tiene una respuesta modal significativa mucho más alta que el resto, el LDP⁴⁹ también es empleado para verificar lo adecuado del diseño. Cuando esta aproximación es adoptada, criterios menos restrictivos son permitidos para el LDP, reconociendo que *se mejora considerablemente el entendimiento del comportamiento real de la estructura al considerar ambos procedimientos de análisis* [itálicas y sombras añadidas].⁵⁰ (ASCE, 2000, p.2-12)

Particularmente se recomienda en FEMA 356, que un procedimiento de AENL sea complementado por un procedimiento de ADL si la masa participativa del primer modo fundamental es muy baja.

El Procedimiento de AENL constituye una opción para obtener información sobre los mecanismos de falla, las demandas locales y globales de ductilidad, y la identificación de zonas críticas. La estructura debe ser

⁴⁸ NSP: Nonlinear Static Procedure. Acrónimo en inglés análogo al empleado en el presente trabajo como AENL, que denota Análisis Estático No Lineal.

⁴⁹ LDP: Linear Dynamic Procedure. Acrónimo en inglés análogo al empleado en el presente trabajo como ADL, que denota Análisis Dinámico Lineal.

⁵⁰ Original en inglés: “The NSP is generally a more reliable approach to characterizing the performance of a structure than are linear procedures. However, it is not exact, and cannot accurately account for changes in dynamic response as the structure degrades in stiffness or account for higher mode effects. When the NSP is utilized on a structure that has significant higher mode response, the LDP is also employed to verify the adequacy of the design. When this approach is taken, less restrictive criteria are permitted for the LDP, recognizing the significantly improved knowledge that is obtained by performing both analysis procedures.”

modelada considerando un comportamiento inelástico representativo de sus distintas características mecánicas.

En el Procedimiento de AENL (de FEMA 273 y FEMA 356) se considera que pueden obtenerse buenos resultados mediante la aplicación de cargas estáticas laterales, actuando en forma monótonamente crecientes, hasta alcanzar la falla o estado de agotamiento de la estructura. Este procedimiento o método de análisis, conocido también por la denominación en inglés de "*Pushover Analysis*", se considera de carácter auxiliar y puede resultar de interés para examinar hipótesis de comportamiento de estructuras no tipificadas. De esta manera pueden establecerse alternativas de rehabilitación sísmica de edificaciones como las que se presentan en FEMA 273 y FEMA 356.

El Método de "*Pushover*", en pocas palabras, consiste en aplicar una carga lateral de forma monótonamente creciente sobre la estructura, sobre un punto denominado *Nodo Control*, en una dirección específica para poder estimar, entre otras cosas, su ductilidad y los mecanismos de falla; permitiendo de esta manera estimar la capacidad que tiene ésta en dicha dirección. La definición de *Nodo Control* se expone más adelante en el presente trabajo.

De acuerdo a lo expuesto en la sección 2.6.11 de FEMA 356, los efectos debidos a las componentes verticales de las acciones sísmicas sólo deberían ser considerados para elementos y componentes estructurales en cantiliver, pretensados y aquellos que presenten demandas de resistencia por cargas gravitatorias superiores al 80% de la capacidad nominal de estos.

Sin embargo, se señala en la sección 3.2.7.2 de FEMA 356 que, de ser requerido considerar los efectos de las componentes verticales del sismo, la respuesta de la estructura debida a los efectos de las componentes verticales del sismo, no requiere ser combinada con la respuesta derivada de los efectos de las componentes horizontales del mismo.

Para poder recrear los efectos de las cargas laterales debidas a la acción de un eventual sismo, es necesario establecer un patrón vertical que se ajuste de manera aproximada a los efectos traslacionales que se estiman pueden manifestarse sobre la estructura.

Una de las desventajas del Análisis Estático No Lineal por el Método de “*Pushover*”, como se expone en el comentario C3.3.3.2.1 de FEMA 356, es que el empuje de la estructura por medio de un patrón de cargas, no captura los cambios en las características dinámicas cuando tienen lugar la cedencia y la degradación de resistencia y rigidez.

En aquellos casos de edificaciones que presentan *irregularidades en planta*, o que tienen una o varias columnas principales que forman parte de dos o más pórticos que se cruzan o elementos de pórticos arriostrados; se deberán considerar los efectos multidireccionales sísmicos actuando simultáneamente. En estos casos, los efectos sísmicos multidireccionales simultáneos serán establecidos horizontalmente y orientados según ejes ortogonales X y Y; y los miembros, elementos y componentes de la estructura serán diseñados para combinaciones de fuerzas y deformaciones de análisis realizados por separado para sismos en las direcciones X y Y.

Específicamente para un AENL empleado como base para el diseño, se recomienda considerar:

- Las fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% del desplazamiento de diseño en la dirección X, más las fuerzas (no deformaciones) asociadas con el 30 % de los desplazamientos de diseño en la dirección perpendicular horizontal Y.
- Las fuerzas y deformaciones asociadas con el 100 % de los desplazamientos de diseño en la dirección Y más las fuerzas (no deformaciones) asociadas con el 30 % de los desplazamientos de diseño en la dirección X.

Los efectos debidos a las *cargas gravitatorias* pueden ser considerados dentro del análisis de “*Pushover*” efectuados en el programa de cálculo estructural SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995), definiendo un caso de carga no lineal previo al caso de análisis de “*Pushover*”; y luego incorporar tanto dichas cargas como el estado final de rigidez debido a éstas, mediante la opción de *Condiciones Iniciales* en el mismo caso de análisis de “*Pushover*”.

Al emplear el programa SAP2000, se debe tener especial cuidado que las propiedades geométricas no lineales (“*Geometric Nonlinearity Parameters*”) del caso de carga previo (Condición Inicial) coincidan con aquellas seleccionadas en el análisis AENL “*Pushover*”, para el cual será incluido este caso de carga previo (Condición Inicial). (Ver Figura 93, Figura 95, Figura 96, Figura 98, y Figura 101)

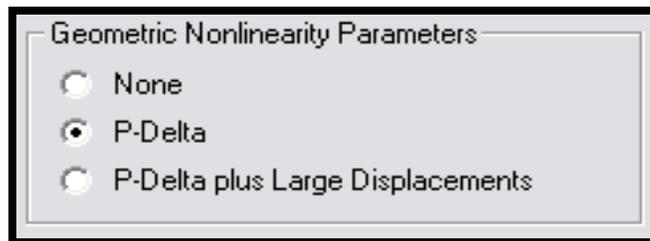


Figura 92. Propiedades Geométricas No lineales. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Los efectos del *momento torsional horizontal total* en un nivel de piso dado, será igual a la suma de los momentos torsionales: *torsión real más la torsión accidental*.

La *torsión accidental* o *momento de torsión accidental* o *adicional* en un nivel, será calculado como la cortante sísmica del nivel multiplicada por una distancia igual al 5% (6% en ADL de COVENIN-MINDUR 1618-1998, ver Ecuación 15.1 y la Ecuación 15.2) de la dimensión horizontal en el nivel de piso dado, y medido perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada.

El efecto de torsión accidental será considerado si el desplazamiento lateral máximo debido a este efecto en cualquier punto sobre cualquier

diafragma de piso excede el desplazamiento promedio por más del 10%. Este efecto será calculado independiente del efecto de torsión real.

Por otro lado, la *torsión real* o *momento torsional real* en un nivel, será calculado multiplicando la cortante sísmica del nivel por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez medido perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada. El centro de masa estará basado en todos los pisos por encima del nivel en consideración. El centro de rigidez de un nivel incluirá todos los elementos sísmicos verticales en el nivel. En edificaciones con diafragmas rígidos, el efecto de torsión real será considerado si el desplazamiento lateral máximo de este efecto en cualquier punto sobre cualquier diafragma de piso excede el desplazamiento promedio por más del 10%.

Como se expone en el Comentario C3.2.2.2 *Torsión Horizontal* de FEMA 356 y en el Comentario C-9.6.2 *Valores de Diseño* de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, la *Torsión Real* es debida a la excentricidad entre los centros de masa y rigidez. La *Torsión Accidental* pretende por un lado considerar los efectos del componente rotacional del movimiento de tierra debido a sismos; y por otro las diferencias entre la rigidez calculada y la verdadera, y las distribuciones desfavorables de masas de las cargas muertas y vivas, es decir, variaciones de la posición de los centros de masas y rigideces.

Los efectos de los *momentos torsionales horizontales*, tanto la *torsión real* como la *torsión adicional* o *accidental*, incrementan la demanda de resistencia y deformación de la estructura, sus miembros y componentes; dependiendo de la demanda sísmica que en particular sea impuesta sobre la edificación considerada. Por esta razón, luego de determinar las Curva de Capacidad (o *Pushover*) en cada dirección, es que serán considerados los efectos torsionales particulares a la demanda sísmica impuesta.

En este sentido, y como se verá más adelante, en el presente trabajo de investigación se tomarán en cuenta los efectos de los *momentos*

torsionales horizontales, cuando se apliquen los análisis dinámicos lineales (ADL) que preceden a los análisis estáticos no lineales (AENL).

En cuanto a los diversos patrones de cargas monótonamente crecientes que pueden adoptarse para obtener la Curva de Capacidad (o *Pushover*), en la sección 3.3.3.2.3 de FEMA 356, se establecen 2 grupos de patrones de Distribución Vertical de Carga Lateral, en proporción a la distribución de fuerzas de inercia en el plano de cada diafragma de piso. Se recomienda, para los análisis de un mismo modelo matemático, seleccionar de cada grupo al menos un patrón de distribución vertical de cargas laterales.

Los dos grupos antes mencionados son los siguientes:

1) Un primer patrón modal seleccionado de entre los 3 siguientes:

1.1) Una distribución vertical proporcional a los valores de C_{vx} dado en la Ecuación 17.2 (patrón triangular). Se permitirá el empleo de esta distribución sólo cuando más del 75 % de la masa total participa en el modo fundamental en la dirección considerada, y la distribución uniforme también es usada (patrón 2.1).

Este tipo de patrón será determinado mediante las siguientes Ecuaciones 17.1 y 17.2 correspondientes a las expresiones (3-7) y (3-8) de FEMA 273 y (3-11) y (3-12) de FEMA 356, respectivamente. Este patrón es análogo al indicado en la sub-sección 9.3.3 *Distribución Vertical de las Fuerzas de Diseño debido a los Efectos Traslacionales*, del Análisis Estático Equivalente de la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001.

$$F_x = C_{vx}V \quad (\text{Ec.17.1})$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^K}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^K} \quad (\text{Ec.17.2})$$

donde:

$$k = 1.0 \quad \text{para } (T \leq 0.5\text{seg})$$

$$k = 1 + (2T - 1)/4 \quad \text{para } (0.5 < T \leq 2.5\text{seg})$$

$$k = 2.0 \quad \text{para } (T > 2.5\text{seg})$$

C_{vx} : factor de distribución vertical.

T: Período fundamental de la edificación en la dirección considerada.

w_i : Porción del peso total de la edificación W que se encuentra por encima o es asignada al nivel "i"

w_x : Porción del peso total de la edificación que se encuentra por encima o es asignada al nivel "x"

h_i : Altura desde la base del nivel "i"

h_x : Altura desde la base del nivel "x"

V: Pseudo carga lateral, que es de la forma:
 $V = C_1 C_2 C_3 S_a W$ (Expresión 3-6 y 3-19 de FEMA 273y FEMA 356, respectivamente), y donde W es el mismo que se determina para la Ecuación 12.4.

Es importante destacar que el programa de cálculo estructural SAP2000 v.12 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)) permite definir un caso de patrón de cargas que emplea la misma Ecuación 17.1 y Ecuación 17.2 para representar una distribución vertical de fuerzas sísmicas; pudiendo incluirse además, una excentricidad *relativa* para la dirección considerada, mediante un caso de patrón de carga tipo "sismo" ("*Quake*" en inglés), donde se asigna el valor de cero al factor multiplicador del peso propio; y luego, seleccionando como carga automática lateral la correspondiente a "coeficientes del usuario" ("*User Coefficient*" en inglés). (Ver Figura 93 y Figura 94).

Este tipo de patrón de cargas permite ingresar los valores correspondientes a los coeficientes k y h_x . Adicionalmente, debe seleccionarse la dirección considerada, ingresar el valor de un coeficiente C, e ingresar el valor que se desee considerar como

Excentricidad Relativa para todos los diafragmas (o cada diafragma de piso) respecto a sus centros de masa. La Excentricidad Relativa permite considerar los efectos del momento torsional total en un nivel de piso dado, en analogía al *Método de la Torsión Estática Equivalente*, indicado en la sub-sección 9.5 de la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001. Dicha Excentricidad Relativa puede tomar valores negativos, por lo que permite considerar por separado la alternancia de sentidos de los momentos torsores derivados, un caso en el sentido positivo y otro caso en sentido negativo (\pm). No obstante, como ya se señaló previamente, en el presente trabajo de investigación no se tendrá que considerar esta Excentricidad Relativa para considerar efectos torsionales, dado que estos serán relegados a los ADL; y por esta razón deberá asignarse el valor de (0.00) a dicha Excentricidad.

Se verifica además que el valor de dicho coeficiente C , es empleado por el programa SAP2000 (*op. cit.*) para determinar la Pseudo carga lateral, V , mediante la expresión: $V=CW$, donde el peso está basado en la masa de la estructura; y en consecuencia, si dicho coeficiente se determina como $C=C_1C_2C_3S_a$, la pseudo carga lateral quedará definida tal y como se expresa en FEMA 273 y FEMA 356 ($V = C_1C_2C_3S_a W$). (Ver Figura 94 y Sección II.19.3.2).

Particularmente en el Procedimiento mejorado para la Modificación de los Desplazamientos, presentado en el documento *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440 (ATC, 2005), no se hace uso del factor C_3 , y sólo se hacen ajustes a los factores C_1 y C_2 , por lo que el coeficiente quedaría determinado como $C=C_1C_2S_a$; y consecuentemente, $V = C_1C_2S_a W$ (ver Sección II.19.3.2). Es importante recordar de la Ecuación 12.4 a la Ecuación 12.7, que al igual que en el peso de la estructura, la masa de la estructura debe incluir no sólo la masa correspondiente a las acciones

permanentes; sino que también, debe incluir la masa correspondiente a la suma de porcentajes de las acciones variables que sean aplicables (m_{7Cvi}).

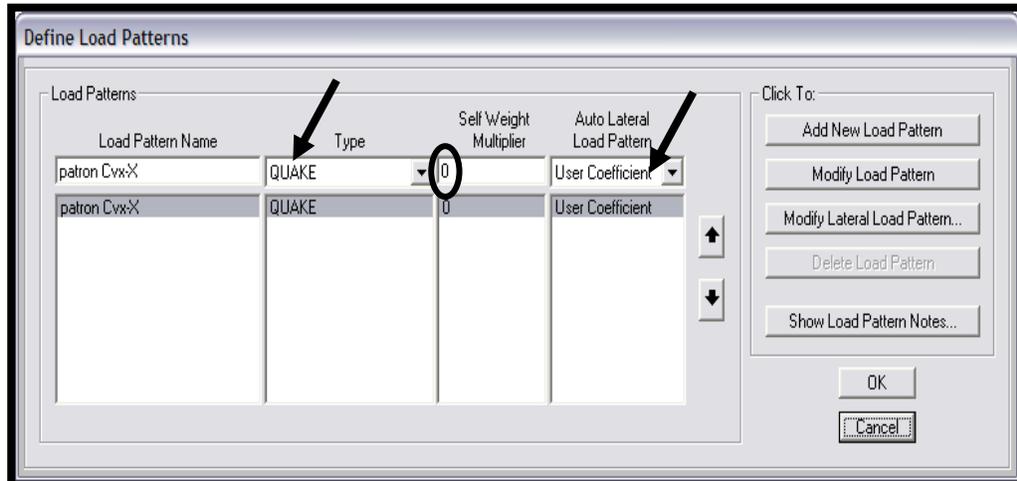


Figura 93. Definición en el SAP2000, de cargas automáticas para una distribución vertical de cargas laterales sísmicas, según coeficientes definidos por el usuario. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

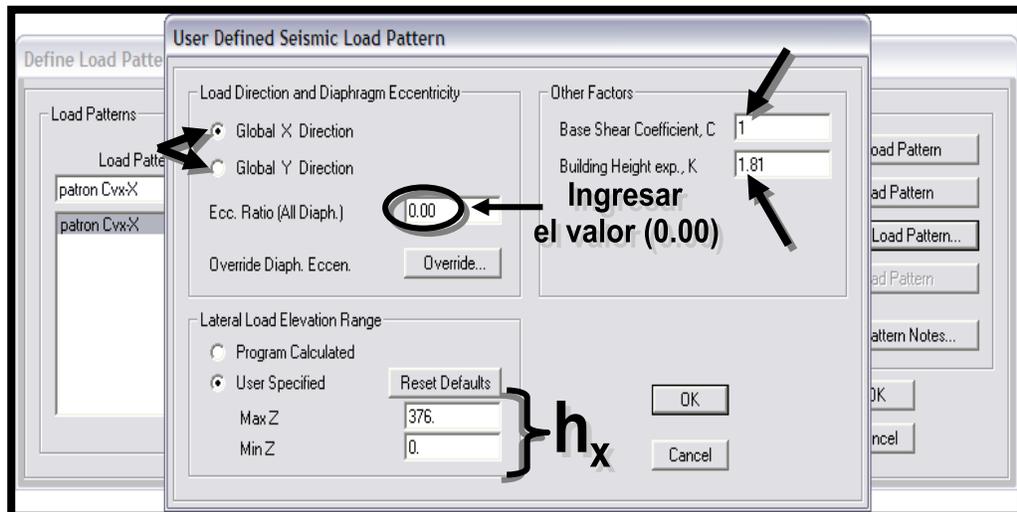


Figura 94. Modificación en el SAP2000, de los coeficientes definidos por el usuario, en patrón de carga lateral sísmica automática. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

De esta manera queda definido el patrón de cargas laterales, como el caso de cargas monótonamente crecientes, que será

empleado en el AENL para generar la Curva de Capacidad “Pushover” (ver Figura 95).

Para considerar la alternancia de sentidos (\pm) en las cargas laterales para una misma dirección Global, bien sea Global X (U1) ó Global Y (U2), debe definirse un caso particular de AENL *Pushover*, en donde para cada caso definido de AENL *Pushover*, debe asignarse para el Factor de Escala (en inglés: *Scale Factor*) del patrón de cargas laterales seleccionado, el valor de (+1 ó -1) que se desee. En otras palabras, se pueden considerar, para un mismo patrón de cargas laterales, 4 casos distintos de AENL *Pushover*:

Patrón de Cargas Laterales en Dirección Global X (U1):

- 1) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=+1
- 2) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=-1

Patrón de Cargas Laterales en Dirección Global Y (U2):

- 3) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=+1
- 4) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=-1

Para definir cada caso de AENL *Pushover*, y poder recrear el patrón de cargas como cargas monótonamente crecientes, es necesario considerar además:

Aplicación de la carga mediante Control de Desplazamiento, *Usando Desplazamiento Monitoreado*, para una Magnitud de Desplazamiento (en la unidades seleccionadas) calibrada de manera tal que permita alcanzar los mecanismos de falla que produzcan el colapso de la estructura; y donde el desplazamiento es monitoreado específicamente para el punto definido como Nudo Control, y cuidando que la dirección considerada (U1 ó U2) sea la misma que la del patrón de cargas laterales (Global X ó Global Y, respectivamente).

Es de hacer notar que cada AENL *Pushover* (definido en la Figura 95), además del patrón de cargas laterales, se pueden considerar también los efectos P- δ y P- Δ , y como Condición Inicial el estado final de un caso de análisis previo.

Este caso de análisis previo (Condición inicial) permite incluir los efectos de las cargas gravitatorias y de la Componente Vertical del Sismo Considerado, que se indican en las combinaciones que incluyen los efectos sísmicos $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP+\gamma CV$ ó $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$. (Ver Sección II.20). Es importante recordar que el término $(0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$ representa la componente vertical del sismo considerado; es decir, $S_v=(0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$. De esta manera pueden reescribirse el par de combinaciones como $1.2CP+S_v+\gamma CV$ ó $0.9CP-S_v$.

A diferencia de cómo se define el AENL *Pushover*, la definición de cada caso de análisis previo (Condición inicial) considera sólo el estado final (en inglés: *Final State Only*) de la Aplicación Total de las cargas $1.2CP+S_v+\gamma CV$ ó $0.9CP-S_v$ (en inglés: *Full Load*); y donde el desplazamiento es monitoreado específicamente para el punto definido como Nudo Control, y considerando siempre la dirección vertical Z (U3). (Ver Figura 96)

De esta forma, se pueden considerar en definitiva, para un mismo patrón de cargas laterales y Amenaza Sísmica (S_v), 8 casos distintos de AENL *Pushover*.

Patrón de Cargas Laterales en Dirección Global X (U1):

Condición Inicial: $1.2CP+S_v+\gamma CV$

- 1) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=+1
- 2) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=-1

Condición Inicial: $0.9CP-S_v$

- 3) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=+1
- 4) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=-1

Patrón de Cargas Laterales en Dirección Global Y (U2):

Condición Inicial: $1.2CP+S_v+\gamma CV$

- 5) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=+1
- 6) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=-1

Condición Inicial: $0.9CP-S_v$

- 7) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=+1
- 8) AENL *Pushover* con *Scale Factor*=-1

Una vez efectuados los 8 casos distintos de AENL *Pushover*, para cada dirección Global (X) ó (Y) y para cada Condición Inicial $1.2CP+S_v+\gamma CV$ ó $0.9CP-S_v$, se adopta la Curva de Capacidad que represente la Condición más crítica o desfavorable. En consecuencia se obtendrán sólo 4 Curvas de Capacidad, según la dirección y Cargas Gravitatorias incluyendo la componente sísmica vertical (según la Amenaza Sísmica considerada, S_v) como Condición Inicial, a saber:

Dirección Global X (U1):

- 1) Condición Inicial: $1.2CP+S_v+\gamma CV$
- 2) Condición Inicial: $0.9CP-S_v$

Dirección Global Y (U2):

- 3) Condición Inicial: $1.2CP+S_v+\gamma CV$
- 4) Condición Inicial: $0.9CP-S_v$

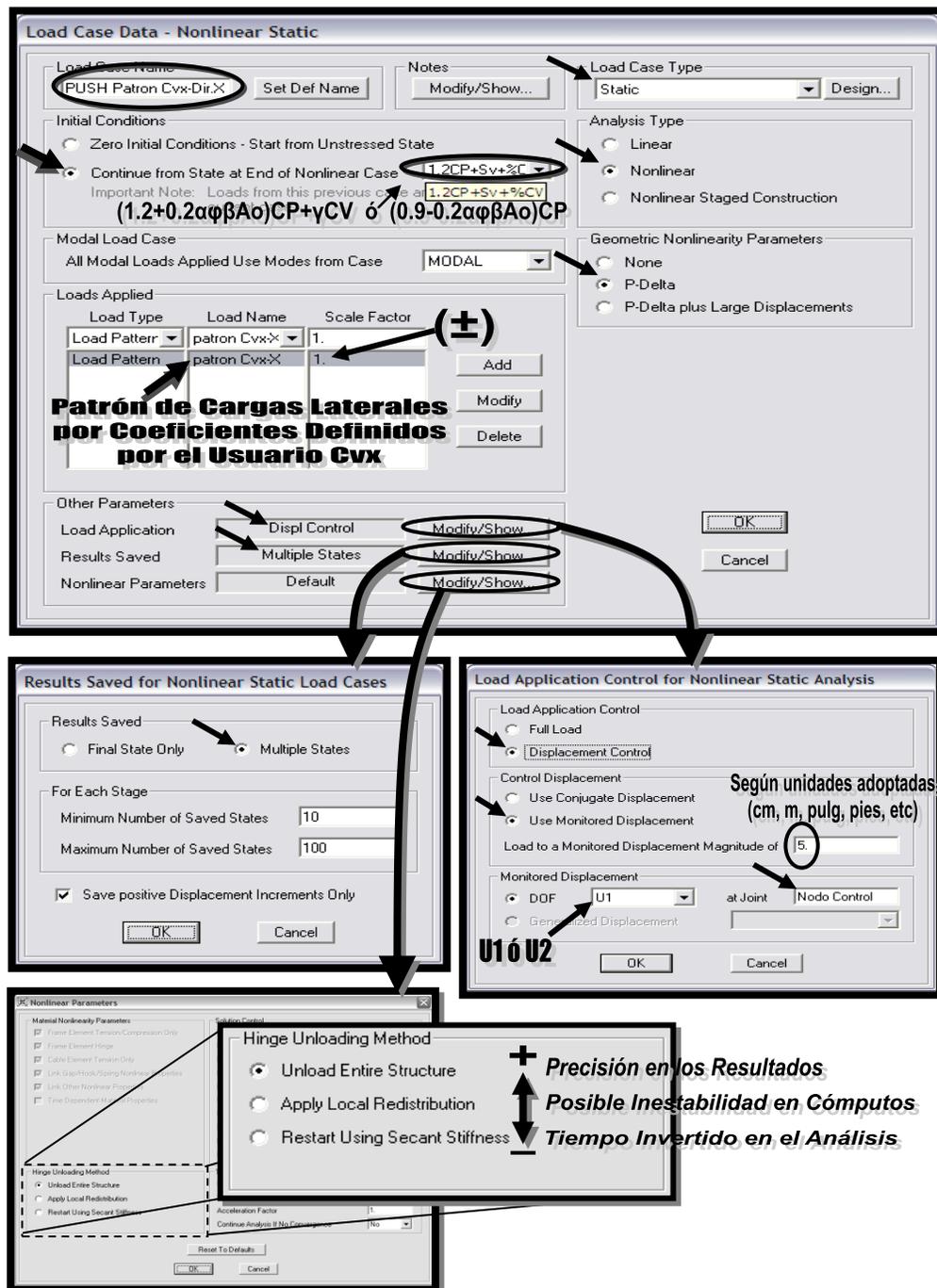


Figura 95. Selección en el SAP2000, para un AENL Pushover, del patrón de distribución vertical de cargas laterales sísmicas, según coeficientes definidos por el usuario. Este patrón es empleado como cargas aplicadas monótonamente crecientes; considerando los Efectos P-δ y P-Δ, y cargas gravitatorias y Componente Vertical del Sismo considerado ((1.2+0.2αφβA₀)CP+γCV ó (0.9-0.2αφβA₀)CP) como Condición Inicial. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

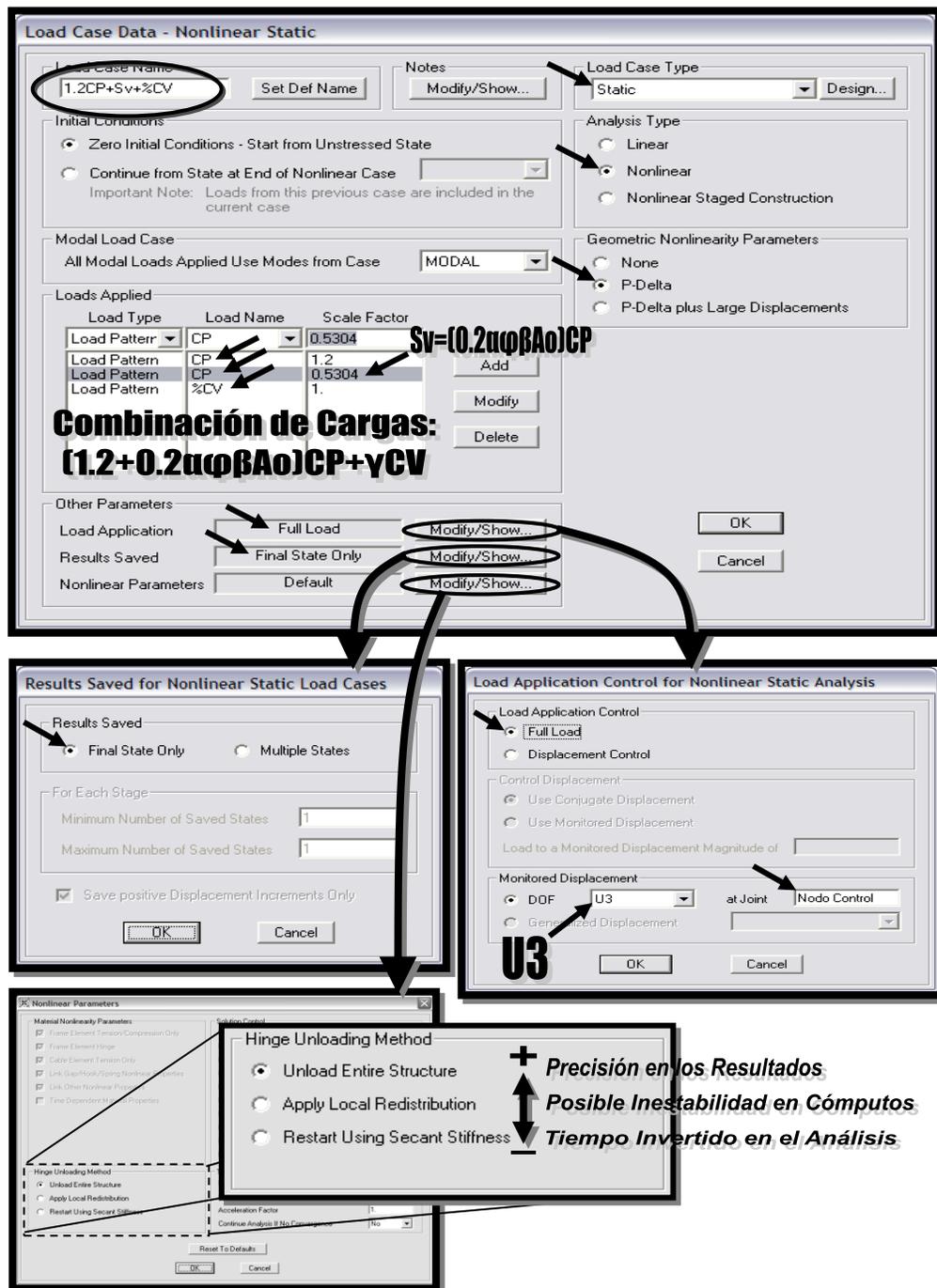


Figura 96. Definición en el SAP2000, del caso de cargas $(1.2CP+0.2\alpha\phi\beta A_0+\gamma CV)$, como Condición Inicial (caso previo) para un AENL *Pushover*; considerando el estado final para cuando se aplican totalmente las cargas. Esta forma de definir el caso de cargas para la Condición Inicial de un AENL *Pushover*, también es aplicable para el caso de cargas gravitatorias de $(09CP+0.2\alpha\phi\beta A_0)$. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Es importante aclarar que cualquiera sea el caso de AENL (carga total o “*Pushover*”) que se desee efectuar, puede seleccionarse alguno de los tres distintos métodos de descarga de “Hinge” (en inglés: *Hinge Unloading Method*⁵¹), según la tendencia indicada en la Figura 95 y Figura 96. Se recomienda comenzar aplicando el primer método *Descarga de la Estructura Entera* (en inglés: “*Unload Entire Structure*”), en caso de inestabilidad en los cálculos intentar seguidamente con el método *Aplicar Redistribución Local* (en inglés: “*Apply Local Redistribution*”), y de persistir la inestabilidad en los cálculos intentar por último con el método “*Reiniciar usando la Rigidez Secante*” (en inglés: “*Restart Using Secant Stiffness*”); siendo este último el de mayor preferencia en la práctica común, por ser este el que brinda la mayor probabilidad de completar satisfactoriamente el AENL.

⁵¹ Básicamente, este es el método empleado en ATC-40, (ATC, 1996).

1.2.) Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección en consideración (patrón triangular). Se Permitirá el empleo de esta distribución *sólo cuando más del 75 % de la masa total participa en este modo.*

En el programa de cálculo estructural SAP2000, este tipo de patrón de carga podrán se asignado directamente como cargas aplicada en el AENL *Pushover*, atendiendo de forma análoga a las consideraciones del patrón de cargas anterior, tal y como se muestra en la Figura 98. Sin embargo, es necesario definir previamente el caso de análisis modal. (Ver Figura 97)

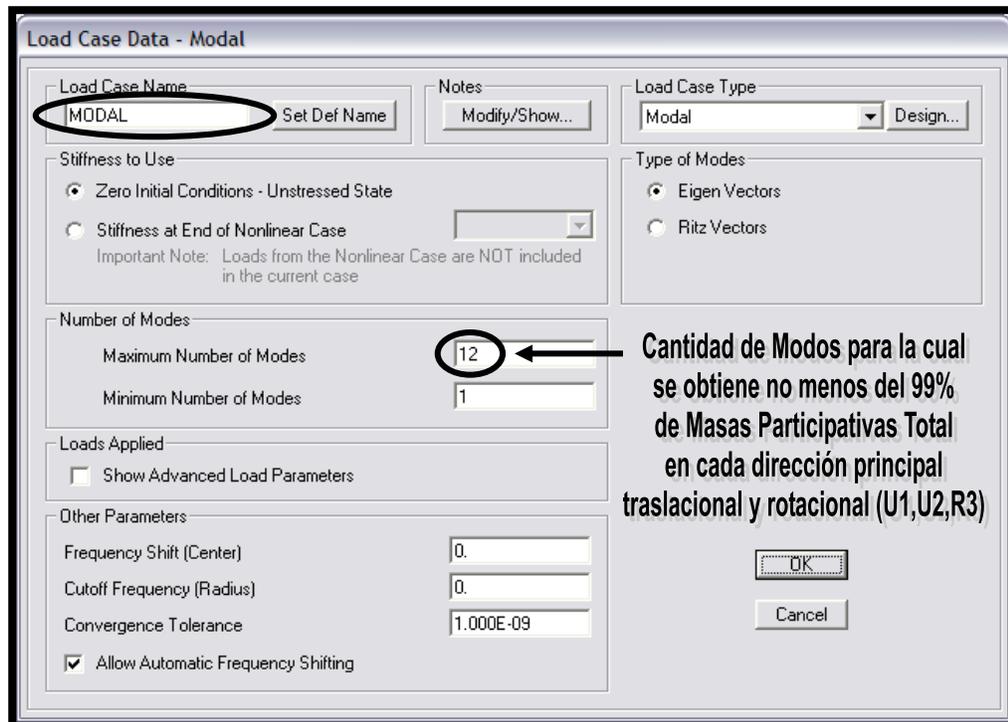


Figura 97. Definición del caso de análisis modal en el SAP2000. De los modos de vibración obtenidos de este análisis modal, es que se seleccionará el modo a emplear como patrón de distribución de cargas laterales, según el comportamiento representativo en la dirección a considerar en el AENL *Pushover*. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

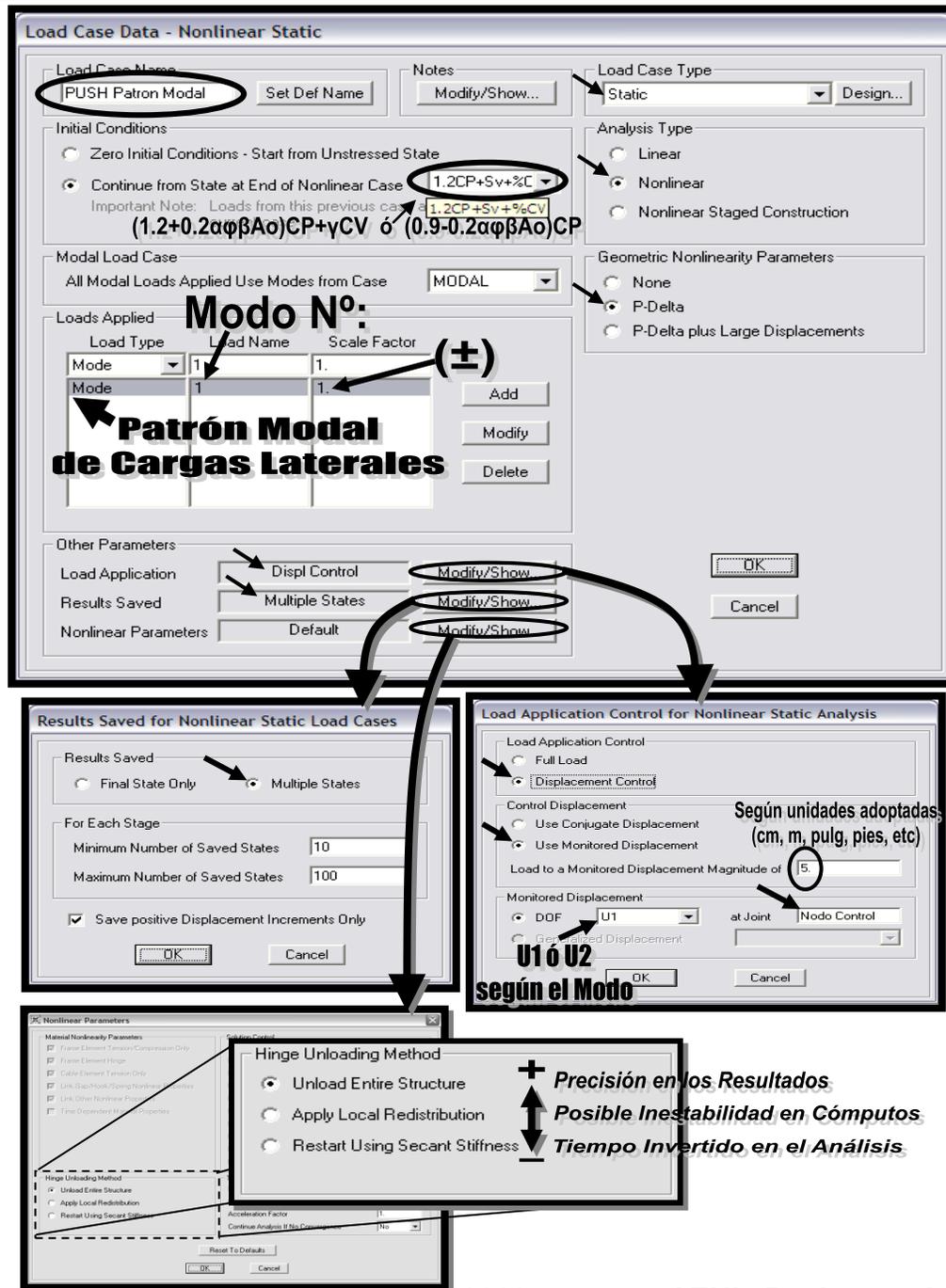


Figura 96. Selección en el SAP2000, para un AENL Pushover, del patrón modal de distribución vertical de cargas laterales, proporcionales a la forma del modo representativo de la dirección considerada. Este patrón es empleado como cargas aplicadas monótonamente crecientes; considerando los Efectos P- δ y P- Δ , y cargas gravitatorias y Componente Vertical del Sismo considerado $((1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP+\gamma CV$ ó $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$) como Condición Inicial. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

1.3) Una distribución vertical proporcional a la distribución de los cortantes de entrepiso calculados por *respuestas modales combinadas de un análisis de espectro de respuesta del edificio, incluyendo modos suficientes para capturar al menos el 90% del total que construye la masa*, y la utilización del espectro sísmico apropiado (patrón triangular). *Esta distribución será usada cuando el período del modo fundamental excede 1.0 segundo.*

La presentación del procedimiento para su aplicación en el SAP2000, es análogo al que se indica en el siguiente patrón de distribución de cargas 2.1); salvo que en lugar de considerarse una distribución proporcional a la masa total de cada nivel representado por las correspondiente fuerzas cortantes relativas, se considerarán en su lugar, las fuerzas cortantes debidas a la respuesta modal combinada de un análisis espectral.

2) Un segundo patrón seleccionado de entre los 2 siguientes:

2.1) Una distribución uniforme que consiste en *fuerzas laterales proporcionales a la masa de cada nivel respecto a la masa total* (patrón uniforme).

Este tipo de patrón podrá ser desarrollado en el programa SAP2000, definiendo en primer lugar un caso de cargas genérico, que permitirá asignar al centro de masa de cada nivel, el cortante relativo proporcional a la masa total del nivel, respectivamente.

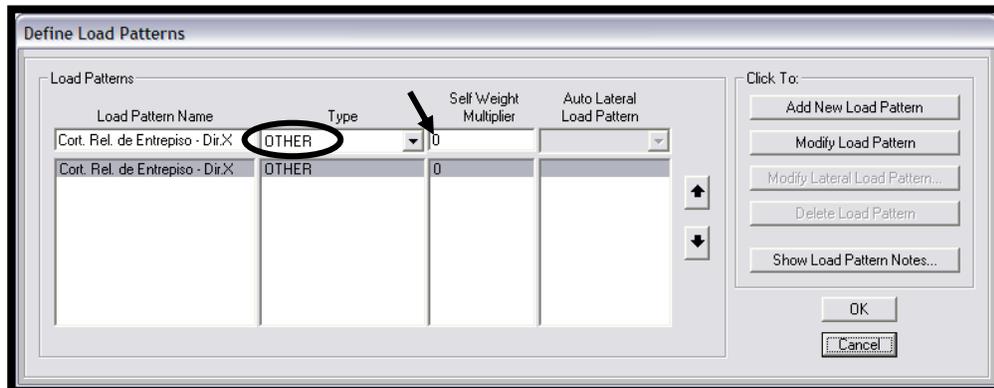


Figura 99. Definición en el SAP2000, de un caso de cargas que representará las cortantes relativas de entrepiso, según la masa total de cada nivel. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Se determina la masa total de cada nivel, y se establecen los valores o *factores relativos* de cada una en función a la mayor masa total obtenida, por lo que tales valores variarán entre 0 y 1 inclusive. Sólo a modo ilustrativo se asume en la Figura 100 que en el techo se presenta la mayor masa total de entre los restantes niveles, lo cual comúnmente no necesariamente es así. Los factores relativos ya obtenidos son los que define el patrón distribución vertical de cargas laterales buscado. Cada uno de estos factores relativos representará el cortante de piso que se asignarán a cada nivel justo en el centro de masa respectivo, y en la dirección considerada.

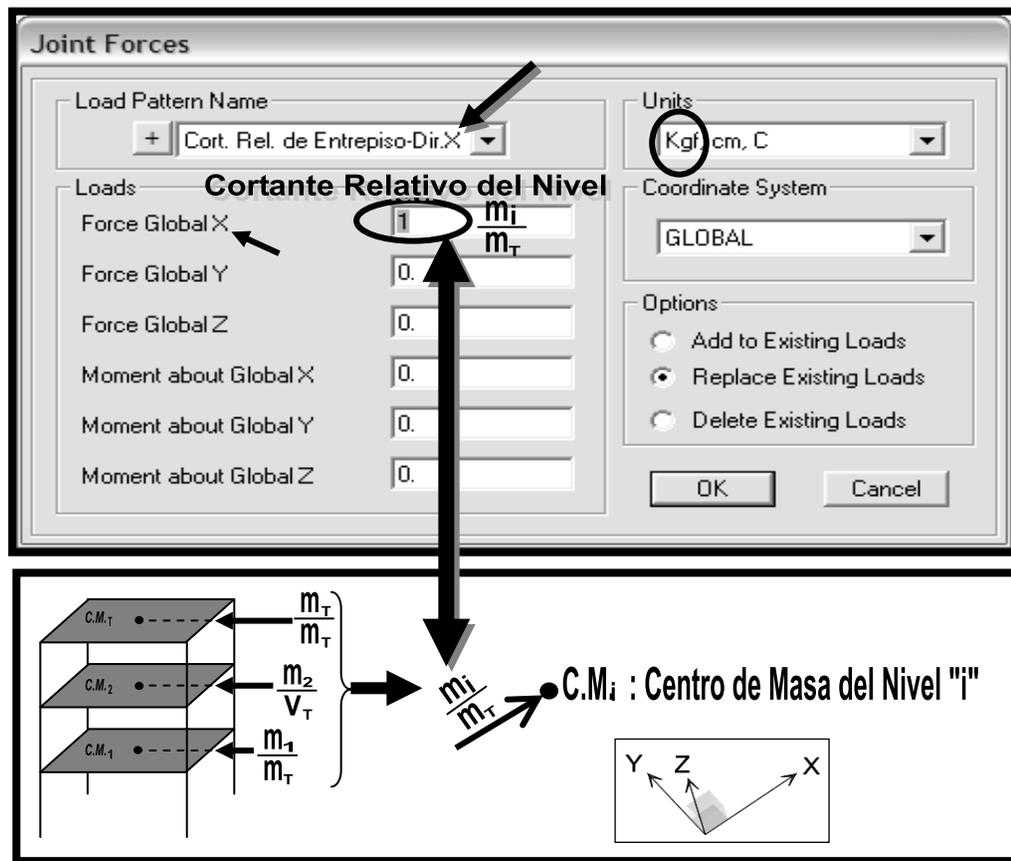


Figura 100. Asignación de cada cortante relativo de entrepiso en dirección X, cada uno proporcional a la masa total de cada nivel. El cortante relativo es una carga concentrada ubicada sobre el centro de masa del nivel considerado, y orientado según la dirección particular. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Finalmente puede definirse el caso de AENL *Pushover*, de forma análoga a los casos precedente, incluyéndose tanto los efectos P- δ y P- Δ , como las cargas gravitatorias y la Componente Vertical del Sismo considerado actuando simultáneamente como Condición Inicial, $((1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP+\gamma CV$ ó $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$); recordando que puede considerarse por separado, en un caso de AENL adicional, la alternancia de sentidos, al sustituir el signo “+” por el signo “-” en el factor de escala (en inglés: *Scale Factor*). (Ver Figura 101)

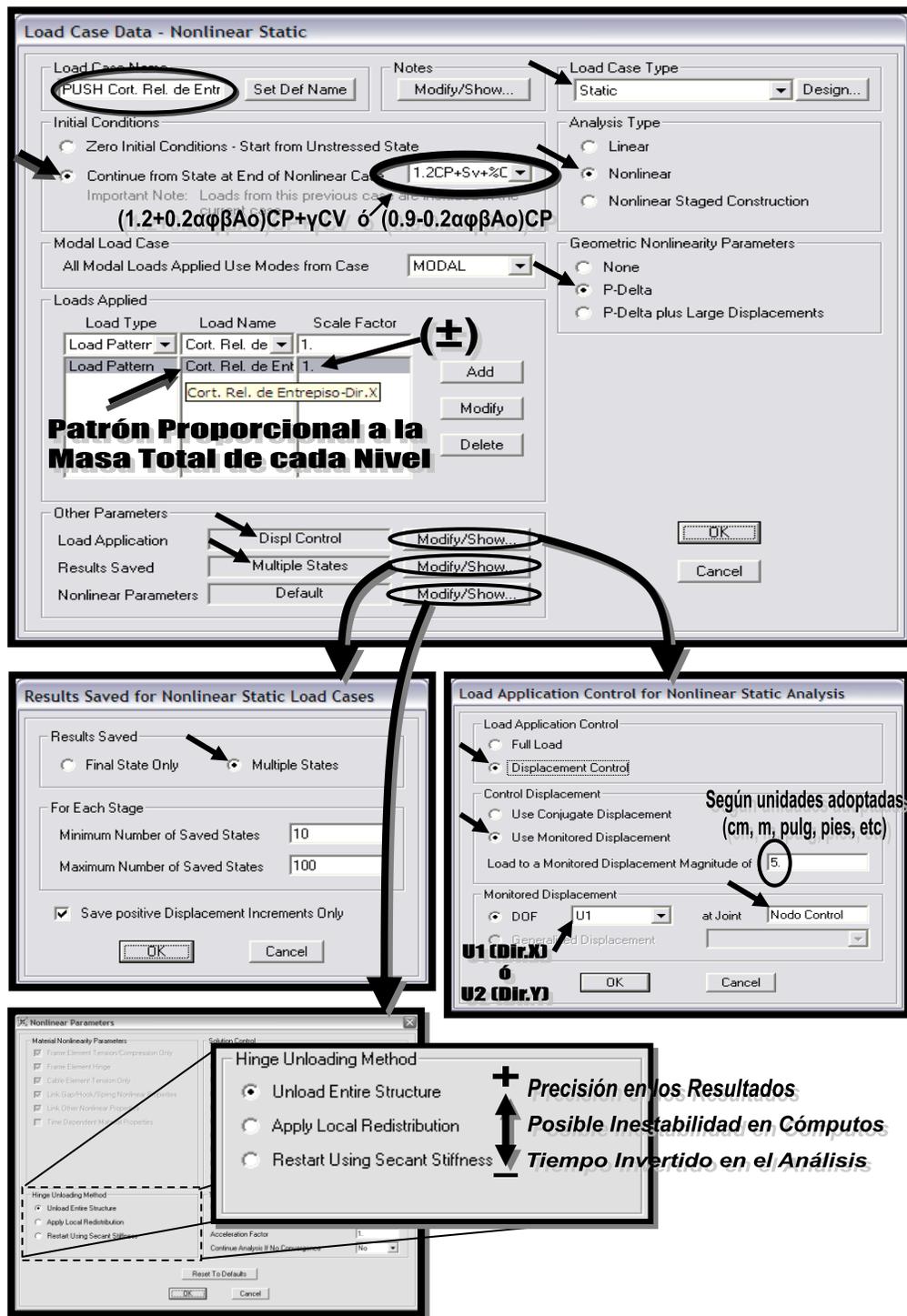


Figura 101. Asignación de un patrón de distribución vertical de carga en un AENL, proporcional a la masa total de cada nivel, y considerando una dirección en particular. Fuente: SAP2000 v.12 (Computers and Structures, Inc., 1995).

2.2) Una distribución de carga adaptable que se *cambia según como la estructura se deforma al desplazarse*. La distribución de carga original será modificada a una distribución de carga adaptada, empleando un procedimiento que *considere las propiedades de la estructura cuando ya ha rebasado la resistencia cedente, V_Y* .

Este tipo de patrón de distribución de carga es más complejo que el resto. Se omite la presentación del procedimiento para su aplicación en el SAP2000.

Los patrones 1.1, 1.2, 1.3 y 2.1 son apropiados para edificaciones donde la deriva relativa de todos los entrepisos decrece con la altura; en caso contrario deberá adoptarse el patrón de carga 2.2.

Además de los patrones de carga anteriores, en particular FEMA 440 (ATC, 2005) hace referencia a patrones adicionales de distribución de carga lateral que pueden ser empleados, y expone en cada caso algunas de las bondades y desventajas de su aplicación, basándose en resultados analíticos de edificaciones de 3, 8 y 9 pisos. Específicamente, los patrones de carga a los que hace referencia son: Carga Simple Concentrada, Rectangular, Triangular, Patrones de Carga de Diversos Códigos, Proporcional a la Forma del Primer Modo, Adaptativa, SRSS y Multi-Modal.

Los desplazamientos de la edificación, debidos al incremento monótono de cargas laterales respecto a la dirección considerada en el análisis de “*Pushover*”, son referidos a un punto denominado *nodo control*. El *nodo de control* es aquel punto sobre el techo o cubierta de la edificación que caracteriza los efectos vibratorios de un terremoto. *Puede considerarse como el centro de masa del techo*.

Dependiendo del grado de certeza que se tenga sobre las condiciones y características reales de todos los componentes de la estructura, debe considerarse un *factor de conocimiento*, κ ; que en el caso de análisis no lineales (ANL) dependiendo del tipo de control que se aplique en dicho

análisis. Para controlar la carga lateral aplicada monótonamente creciente sobre la estructura, se distinguen dos tipos de controles, dependiendo del valor de las deformaciones “a” y “e” mostradas en la siguiente Figura 102:

- Para ANL, si $e > 2g$: por *Deformación Controlada*. Este tipo de control se basa en las demandas de deformación inelástica permisible, donde el factor κ sólo afecta a la capacidad límite de deformación
- Para ANL, si $e \leq 2g$: por *Fuerza Controlada*. Este tipo de control se basa en las resistencias permisibles, donde el factor κ sólo afecta a la capacidad cedente

En términos generales, el *factor de conocimiento*, κ , se ha de aplicar como sigue (ver Sección II.11.c):

$\kappa=1$: cuando se dispone de un nivel de conocimiento y comprensión aceptable de la configuración de los componentes, en base a la información obtenida de la evaluación de la estructura.

$\kappa=0.75$: cuando el nivel de conocimiento del que se dispone es mínimo.

En general, el comportamiento de los miembros estructurales puede representarse de manera idealizada como se ilustra en la Figura 102, a través de curvas carga-deformación.

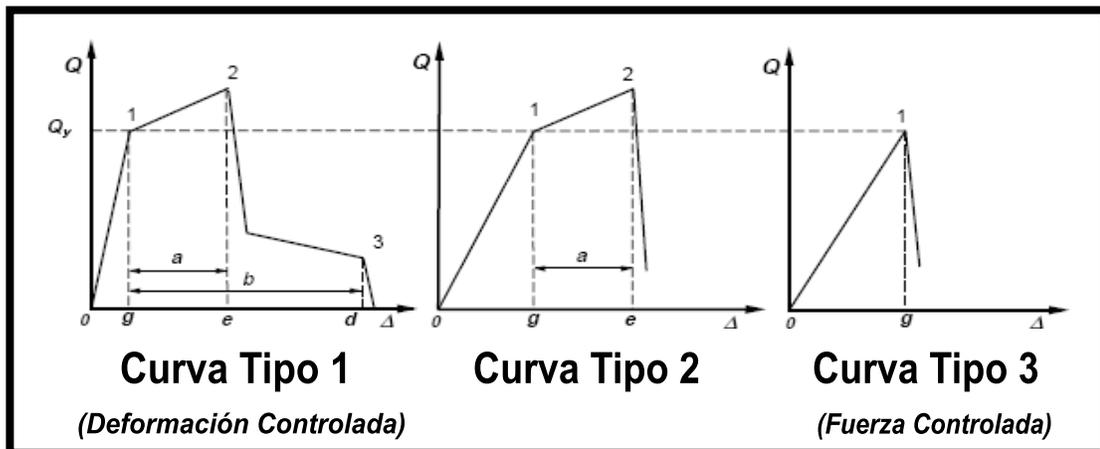


Figura 102. Curvas idealizadas del comportamiento típico de componentes en general. Fuente: Figura 2-4, FEMA 273, (ATC, 1997a), y Figura 2-3, FEMA356, (ASCE, 2000).

En la Figura 102 se distinguen tres tipos de comportamientos idealizados:

- *Curva Tipo 1:* Típica de un comportamiento *Dúctil*. ($e > 2g$)
- *Curva Tipo 2:* Típica de un comportamiento *Dúctil* con una rápida y completa pérdida de resistencia.
- *Curva Tipo 3:* Típica de un comportamiento *No Dúctil o Frágil*. ($e \leq 2g$)

Los parámetros representados en la Figura 102 representan lo siguiente:

- 0 a 1: Rango elástico
- 1 a 3: Rango plástico
- 1 a 2: Endurecimiento ó relajación
- 2 a 3: Degradación de la capacidad de resistencia, seguida de una reducida capacidad de resistencia remanente antes del colapso, ó simplemente, "*Resistencia Residual*".
- Q_y : Resistencia Cedente del componente
- Q : Carga aplicada sobre el componente
- Δ : Deformación

Para lograr que los distintos componentes generen el comportamiento apropiado, en FEMA 273 y en FEMA 356 se recurre a los diagramas idealizados de Carga Normalizada-Deformación, ó Carga Normalizada-Deformación Relativa, mostrados en la Figura 103. En estos diagramas, el comportamiento propio de cada componente queda determinado por los distintos parámetros que allí se indican (A,C,B,C,D,E,a,b,c,d,e). Adicionalmente, consideran distintos límites de deformación según los niveles de daños y la capacidad de soporte esperados (IO, LS y CP); los cuales correlacionan los requerimientos más comunes para la respuesta

estructural especificada. Estos últimos representan los denominados Criterios de Aceptación que permiten, en el caso de la evaluación de edificaciones existentes, establecer bajo qué nivel de servicio es pertinente la rehabilitación o no, y trazar los objetivos de la misma de ser el caso. Sin embargo, en el presente Trabajo no serán considerados esos límites de Criterios de Aceptación dado que se estableció como objetivo sólo considerar el límite de deformación para el colapso de la estructura.

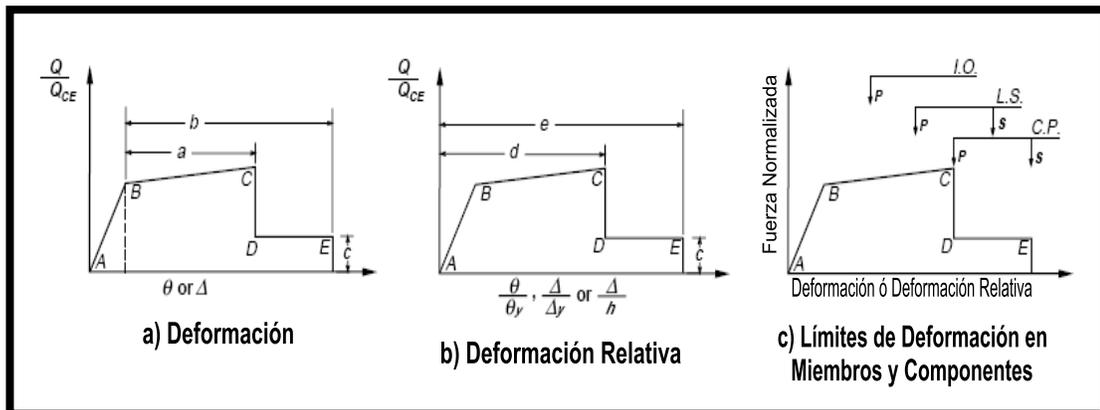


Figura 103. Curvas idealizadas Carga-Deformación que ilustran el modelaje y aceptabilidad de los componentes. Fuente: Figura 2-5 de FEMA 273 (ATC, 1997a) y figura C2-1 de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Básicamente, los parámetros considerados en la Figura 103 representan lo siguiente:

- A: Componente descargado.
- De A a B: Respuesta Elástica Lineal.
- B: Punto de Cedencia.
- De B a C: Pendiente que representa el fenómeno de endurecimiento por alargamiento o alargamiento, y está típicamente entre 0% y 10% de la pendiente Elástica.
- C: Punto donde ocurre el comienzo de la degradación de la resistencia.
- De C a D: Degradación de la resistencia.
- De D a E: Reducción sustancial de la resistencia, “Resistencia Residual”.

- E: Punto a partir del cual se considera que la resistencia es esencialmente cero.
- Q_{CE} : Resistencia cedente estimada considerando variabilidad en las propiedades del material del componente.
- Q: Carga aplicada sobre el componente.
- Q/Q_{CE} : Fuerza normalizada.
- Δ : Deformación por alargamiento o acortamiento.
- θ : Deformación por rotación.
- $\theta/\theta_Y, \Delta/\Delta_Y, \Delta/h$: Deformación relativa.
- a,b,c,d,e: Parámetros que dependen de la capacidad de deformación y resistencia de componentes individuales.
- IO: Siglas en inglés de “*Ocupación Inmediata*” (OI). (daños menores). Se considera que bajo movimientos sísmicos moderados u ocasionales, sus componentes no-estructurales podrán sufrir daños moderados y daños muy limitados en los componentes estructurales.
- LS: Siglas en inglés de “*Resguardo de la Vida*” (RV). (la estructura permanece estable con capacidad resistente de reserva significativa, daños controlados en elementos no estructurales). Se considera que bajo los movimientos sísmicos exista una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no-estructurales sean, en su mayoría, reparables.
- CP: Siglas en inglés de “*Prevención de Colapso*” (PC). (la estructura apenas puede mantenerse en pie, sólo es capaz de continuar soportando las de mandas por cargas gravitatorias). Se considera que bajo movimientos sísmicos especialmente severos, se reduzca la probabilidad de derrumbe aunque la reparación de la edificación pueda llegar a ser inviable económicamente
- P: Componente principal del sistema resistente.
- S: Componente Secundario del sistema resistente.

En particular para estructuras de acero, FEMA 273 y FEMA 356 establecen que en ausencia de un análisis más racional, puede usarse como comportamiento aproximado y conservador el ilustrado en la Figura 104.

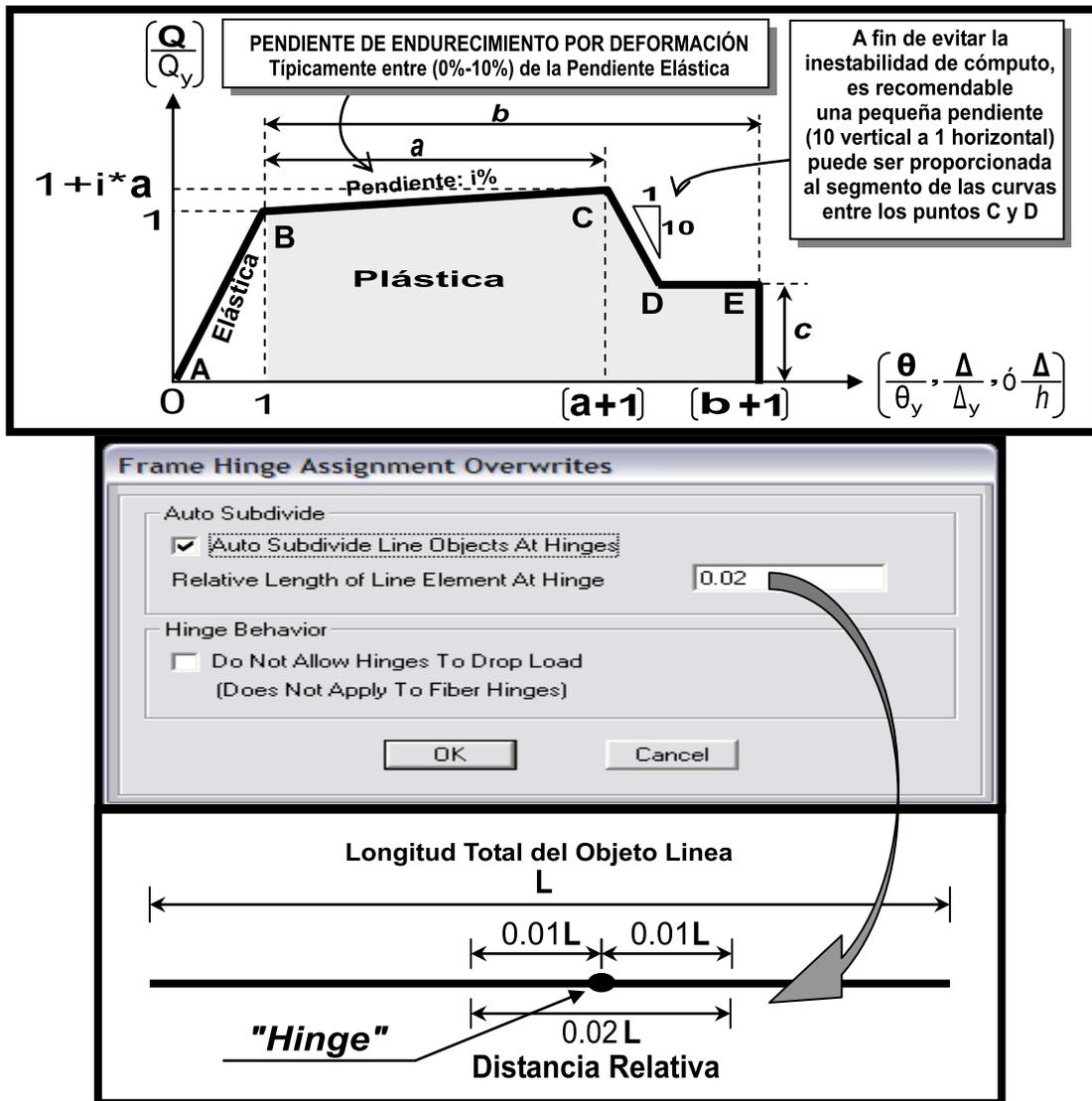


Figura 104. Relaciones Generalizadas y Parámetros de Carga-Deformación Relativa para Miembros y Componentes (arriba), y Asignación de "Hinge Overwrites"⁵² a elementos "Frame" (abajo). La recomendación de la pendiente 10:1 indicada para el segmento CD, se expone en el comentario C2.4.4.3 Deformation-Controlled and Force Controlled Actions, de *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-06, p. 41, (ASCE, 2007).⁵³

⁵² Para obtener resultados más realistas, el SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995) recomienda subdividir automáticamente el elemento "Frame" a ambos lados del "Hinge" en par de segmentos, con una longitud relativa no mayor al 1% de la longitud del elemento "Frame". La justificación de esta recomendación, puede encontrarse en la documentación del SAP2000, en el problema de ejemplo 1-026 Frame – Moment and Shear Hinges.

⁵³ El SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995) puede considerar automáticamente en los análisis, una pendiente de al menos 10:1 para el segmento CD de la curva de carga-deformación

La pendiente de endurecimiento por deformación o alargamiento (segmento BC de la Figura 104, en la figura de arriba) puede asumirse, para el caso de vigas y columnas de acero como 3% de la pendiente elástica (segmento AB), y para la *zona de panel* de miembros de acero puede usarse 6% o mayor si ocurre la cedencia en esta.

Para los efectos del presente trabajo de investigación, se presentan en la Tabla 30 a la Tabla 34, algunos valores representativos de a y b de miembros y componentes que son de especial interés para el presente estudio; y con los cuales se definen los segmentos que permiten elaborar las curvas de Carga-Deformación como se ilustra en la Figura 104 (arriba).

Para obtener resultados más realistas del comportamiento de los “*Hinges*” asignados a los elementos tipo “*Frame*”, recomienda permitir que el programa de análisis estructural SAP2000 subdivide automáticamente tales elementos “*Frame*” a ambos lados del “*Hinge*” en par de segmentos, con una longitud relativa no mayor al 1% de la longitud de dichos elementos. Cuando un objeto tipo “*Frame*” se subdivide los elementos más cortos que tienen una mayor rigidez elástica, se logran caídas de fuerzas o momentos de los “*Hinge*” que están más cerca de la vertical. Para lograr esto, debe asignarse sobre los elementos “*Frame*” en cuestión, la mencionada longitud relativa en la opción “*Auto Subdivide Line Objects At Hinges*” que se encuentra en la aplicación “*Frame Hinge Assignments Overwrite*” (ver Figura 104, en la figura de abajo). En otras palabras, esta longitud relativa lo que representa es la extensión máxima donde se espera que ocurra la completa plastificación, sobre el elemento tipo “*Frame*”, debido exclusivamente a un “*Hinge*” en particular.

de los “*Hinge*”, con lo que se pretende obtener resultados más realistas. La justificación de esto, puede encontrarse en la documentación del SAP2000, en el problema de ejemplo *1-026 Frame – Moment and Shear Hinges*.

Tabla 30

Miembros sometidos a Tracción. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.

Componente/Acción	Deformación Relativa Δ/Δ_y		Resistencia Residual Relativa
	a	b	c
VIGAS, COLUMNAS EN TRACCIÓN ^{(1) (2)}			
	5	7	1

(1) Excepto vigas, columnas en pórticos con arriostramientos excéntricos.

(2) Δ_y es la deformación axial para la carga de cedencia a tracción esperada, según Ecuación 3.4.

Nota. Valores tomados de la tabla 5-7, *Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components*, p. 5-44, del documento titulado *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356. (ASCE, 2000).*

Tabla 31

Miembros sometidos a Corte. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.

Componente/Acción	Deformación Relativa Δ/Δ_y		Resistencia Residual Relativa
	a	b	c
VIGAS ESLABÓN CORTA ($L \leq 1.6M_p/V_t$) ^{(1) (2) (3) (4)}			
Sin Rigidizadores	7.5	8.5	0.40
Un Rigidizador	10.0	11.3	0.53
Dos Rigidizadores	12.5	14.2	0.67
Tres ó más Rigidizadores	15	17	0.80

(1) La deformación es la deflexión producida por el ángulo de rotación entre el eslabón y la viga fuera del eslabón o la columna. Para perfiles IPN, la deformación cedente Δ_y será la obtenida según la Ecuación 5.14.1 (exclusivamente para el eje de inercia mayor).

(2) M_p : es el momento plástico esperado obtenido según la Ecuación 6.1.aa (exclusivamente para el eje de inercia mayor).

(3) V_t : es la resistencia al Corte esperada obtenida de la Ecuación 5.1 (exclusivamente para el eje de inercia mayor).

(4) L: longitud del eslabón.

Nota. Valores tomados de la tabla 5-6, *Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components*, p. 5-43, del documento titulado *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356. (ASCE, 2000).*

Tabla 32

Miembros sometidos a Flexión. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.

Componente/Acción	Deformación Relativa θ/θ_Y		Resistencia Residual Relativa
	a	b	c
VIGAS⁽¹⁾ - (flexión)			
$(b_f/2t_f) \leq 0.3\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁴⁾ $(h/t_w) \leq 2.42\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁶⁾	9	11	0.6
$(b_f/2t_f) \geq 0.38\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁵⁾ $(h/t_w) \geq 3.7\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁷⁾	4	6	0.2
$0.3\sqrt{(E/F_{ye})} < (b_f/2t_f) < 0.38\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁴⁾⁽⁵⁾ $2.42\sqrt{(E/F_{ye})} < (h/t_w) < 3.7\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	I.L.	I.L.	I.L.
COLUMNAS⁽²⁾ con $N/N_{ye} < 0.2$ - (flexión)			
$(b_f/2t_f) \leq 0.3\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁴⁾ $(h/t_w) \leq 1.74\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁸⁾	9	11	0.6
$(b_f/2t_f) \geq 0.38\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁵⁾ $(h/t_w) \geq 2.66\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁹⁾	4	6	0.2
$0.3\sqrt{(E/F_{ye})} < (b_f/2t_f) < 0.38\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁴⁾⁽⁵⁾ $1.74\sqrt{(E/F_{ye})} < (h/t_w) < 2.66\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁸⁾⁽⁹⁾	I.L.	I.L.	I.L.
COLUMNAS⁽²⁾ con $0.2 \leq N/N_{ye} \leq 0.5$⁽³⁾ - (flexión)			
$(b_f/2t_f) \leq 0.3\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁴⁾ $(h/t_w) \leq 1.5\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽¹⁰⁾	$11^*(1-1.7N/N_{ye})$	$17^*(1-1.7N/N_{ye})$	0.2
$(b_f/2t_f) \geq 0.38\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁵⁾ $(h/t_w) \geq 2.31\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽¹¹⁾	1	1.5	0.2
$0.3\sqrt{(E/F_{ye})} < (b_f/2t_f) < 0.38\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽⁴⁾⁽⁵⁾ $1.5\sqrt{(E/F_{ye})} < (h/t_w) < 2.31\sqrt{(E/F_{ye})}$ ⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾	I.L.	I.L.	I.L.

(1) Añadir θ_y de la Ecuación 6.15 (para vigas) ó Ecuación 6.16 o Ecuación 6.17 (para columnas) a la rotación última plástica para estimar la rotación de la cuerda.

(2) Para columnas en pórticos a momento o arriostrados sólo necesitan ser diseñados para la máxima fuerza que pueden serles entregada.

(3) Si $N/N_y > 0.5$ asumir para columnas el procedimiento de *Fuerza Controlada*.

(4) $0.3\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (436/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en Kgf/cm^2 .

(5) $0.38\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (545/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en kgf/cm^2 .

(6) $2.42\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (3505/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en kgf/cm^2 .

(7) $3.7\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (5366/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en kgf/cm^2 .

(8) $1.74\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (2515/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en kgf/cm^2 .

(9) $2.66\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (3857/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en kgf/cm^2 .

(10) $1.5\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (2180/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en kgf/cm^2 .

(11) $2.31\sqrt{(E/F_{ye})} \approx (3354/\sqrt{F_{ye}})$ // E y F_{ye} en kgf/cm^2 .

I.L.: usar Interpolación Lineal

Nota. Valores tomados de la tabla 5-6, *Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components*, p.p. 5-40,5-41, del documento titulado *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356. (ASCE, 2000).

Tabla 33

Zona de Panel de Columnas. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.

Componente/Acción	Deformación Relativa $\theta/\theta_Y^{(1)}$		Resistencia Residual Relativa
	a	b	c
ZONA DE PANEL DE COLUMNAS			
	12	12	1

(1) El valor de θ_Y es la deformación angular por corte en radianes. Específicamente para la Zona de Panel de miembros de perfiles IPN, se tomará el mismo valor indicado en la Ecuación 5.15.

Nota. Valores tomados de la tabla 5-6, *Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components*, p. 5-41, del documento titulado *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356*. (ASCE, 2000).

Tabla 34

Algunas Conexiones tipo (PR) Estandarizadas. Parámetros de Modelaje para Procedimientos No Lineales – Pórticos a Momento.

Componente/Acción	Rotación Plástica ⁽¹⁾ θ en rad.		Resistencia Residual Relativa
	a	b	
CONEXIÓN PR: Ángulos en la parte superior e inferior de la conexión⁽¹⁾			
Corte en pasadores o pernos ⁽²⁾	0.036	0.048	0.200
Flexión de Ángulos	0.042	0.084	0.200
Tracción de Pernos	0.016	0.025	1.000
CONEXIÓN PR: Fragmento T en la parte superior e inferior de la conexión⁽¹⁾			
Corte en pasadores o pernos ⁽²⁾	0.036	0.048	0.200
Flexión de Fragmentos T	0.042	0.084	0.200
Tracción de Pernos o Pasadores	0.016	0.024	0.800
CONEXIÓN PR: Ángulo en la Parte Inferior y Compuesta en la parte Superior de la Conexión⁽¹⁾			
Refuerzo de Losa	0.018	0.035	0.800
Cedencia Local de Ala de Columna	0.036	0.042	0.400
Cedencia del Ángulo Inferior	0.036	0.042	0.200
Tracción en Conectores	0.015	0.022	0.800
Corte en Conectores ⁽²⁾	0.022	0.027	0.200
CONEXIÓN PR: Planchas Soldadas o Apernadas a la Alas de la Viga y Soldadas a las Alas de Columna⁽²⁾			
Corte en Sección Neta de Plancha de Ala o en Conectores	0.030	0.030	0.800
Tracción en Soldadura o Conectores	0.012	0.018	0.800
CONEXIÓN PR: Plancha Final Soldada a la Columna y Apernada a la Viga			
Cedencia de Plancha Final	0.042	0.042	0.800
Cedencia de Pernos	0.018	0.024	0.800
Fractura de Soldadura	0.012	0.018	0.800

(1) Si $d_b > 45\text{cm}$, multiplicar por $45\text{cm}/d_c$. Asumiendo que cualquier plancha al alma de la viga no soporta corte, donde d_b y d_c son la altura de la sección transversal de viga y columna respectivamente (en cm).

(2) Para pernos de alta resistencia, dividir las rotaciones entre 2.

Nota. Valores tomados de la tabla 5-6 *Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Partially Restrained (PR) Moment Frames*, p. 5-21, del documento titulado *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 273. (ATC, 1997a).

Lo expuesto hasta ahora son sólo algunos de los lineamientos generales que permiten obtener la Curva de Capacidad “Pushover”, de una edificación.

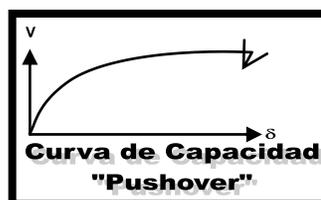


Figura 105. Curva de Capacidad “Pushover”.

II.19.3.2 Método de los Coeficientes de Modificación de Desplazamiento. (FEMA 273, FEMA 356, FEMA 440)

Partiendo de la Curva de Capacidad “*Pushover*” obtenida de una edificación, tanto FEMA 273 (ATC, 1997a) como FEMA 356 (ASCE, 2000) contemplan adicionalmente un método de estimación de la demanda por desplazamiento de la edificación conocido como “*Método de los Coeficientes de Modificación de Desplazamientos*”.

Sin embargo, aún cuando en el presente trabajo no será de interés este “*Método de los Coeficientes de Modificación de Desplazamientos*”; ya que es su lugar se considerará el “*Método de Linealización Equivalente del Espectro-Capacidad*” de FEMA 440 (ATC, 2005), si se hará seguidamente una exposición resumida del mismo. Además del método antes citado, FEMA 440 presenta también un método mejorado de los “*Método de los Coeficientes de Modificación de Desplazamientos*” de FEMA 273 y FEMA 356.

Este “*Método de los Coeficientes de Modificación de Desplazamientos*” empleado en FEMA 273 y FEMA 356 se fundamenta en el criterio de “*Aproximación de Igual Desplazamiento*”, el cual está basado en suponer que el desplazamiento inelástico espectral sea el mismo que el que ocurriría si la estructura permaneciera perfectamente elástica; en consecuencia, se asume que la rigidez inicial (K_i) de la estructura es la misma en ambos casos (ver Figura 106). Una vez determinado el desplazamiento objetivo, pueden verificarse ciertos límites de deformación menores según el nivel de daño aceptable en componentes estructurales y no estructurales que se hayan establecidos (por desocupación inmediata, por resguardo de vidas, y/o por prevención de colapso).

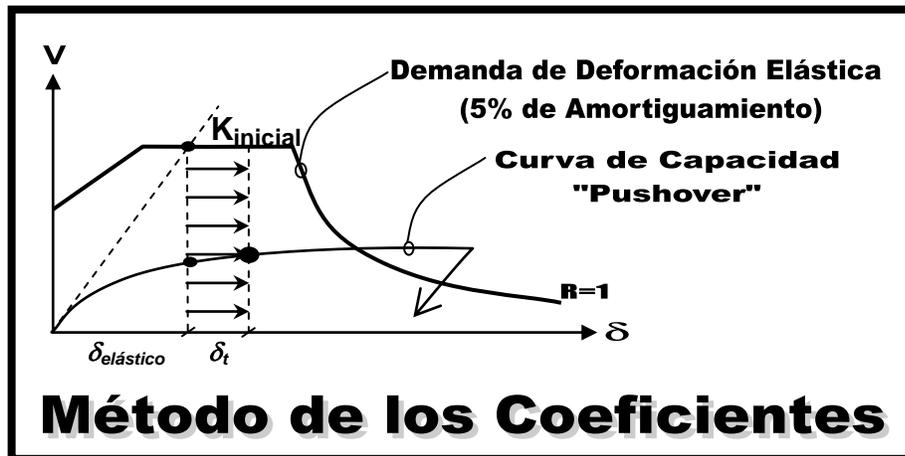


Figura 106. Curva de Capacidad “Pushover”. Criterio de “Aproximación de Igual Desplazamiento”.

Además, este Método está respaldado en el análisis estadístico de los resultados de análisis de historia de tiempo de diferentes tipos de modelos de un solo grado de libertad. El objetivo de este Método es representar el máximo desplazamiento que será capaz de desarrollar la edificación al estar sometida a un sismo particular. A este desplazamiento se le denomina “desplazamiento objetivo”, δ_t . Otros métodos de análisis estiman un desplazamiento equivalente al desplazamiento objetivo, δ_t , empleando otros procedimientos que consideran los efectos de la respuesta no lineal sobre la amplitud del desplazamiento. La expresión empleada en FEMA 273 y FEMA 356 para determinar el desplazamiento objetivo, δ_t , es de la forma:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \right) \quad (\text{Ec.17.3})$$

donde:

S_a : corresponde a la aceleración de espectro de respuesta normalizado (A_d) determinado en la Sección II.18, evaluado para el período fundamental efectivo, T_e .

T_e : período fundamental efectivo del edificio en la dirección en consideración, seg.

g : aceleración de gravedad.

El término entre paréntesis se le conoce como desplazamiento espectral:

$$S_d = S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{Ec.17.4})$$

Por su parte, los coeficientes C_0 , C_1 , C_2 y C_3 , permiten:

C_0 : relacionar desplazamiento espectral de un sistema oscilador equivalente de un grado de libertad con el desplazamiento de la azotea del edificio representado por un sistema oscilador de múltiples grados de libertad. Este coeficiente será calculado empleando uno de los procedimientos siguientes:

El primer factor de participación modal en el nivel del nodo de control.

El factor de participación modal en el nivel del nodo de control calculado utilizando un vector forma correspondiente a la forma deformada del edificio al alcanzar el desplazamiento objetivo. Este procedimiento será usado sólo si se considera el patrón de distribución de carga adaptable que *cambia según como la estructura es desplazada*.

El valor apropiado de la siguiente tabla:

Tabla 35

Valores del Factor de Modificación C_0 . Fuente: tabla 3-2, FEMA 356 (ASCE, 2000).

Nº DE NIVELES	SI LA DERIVA RELATIVA DE ENTREPISO DECEBE CON LA ALTURA		CUALQUIER PATRÓN DE CARGA
	Patrón de Carga Triangular 1.1, 1.2 y 1.3	Patrón de Carga Uniforme 2.1	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.2	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Nota: Interpolarse para valores intermedios.

C_1 : relacionar desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta lineal elástica. Este coeficiente se determinará como sigue:

$$\begin{array}{ll} 1 & \text{(para } T_e \geq T^* \text{ o } T \geq T^*) \\ [1.0 + (R-1)T^*/T_e]/R \geq 1.0 & \text{(para } T_e < T^* \text{ o } T < T^*) \\ 1.5 & \text{(para } T_e < 0.1s \text{ o } T < 0.1s) \end{array}$$

donde:

$$R = C_m S_a / (V_Y / W)$$

R: Resistencia relativa, R, entre la demanda de resistencia elástica, $C_m S_a$ (considerando un Espectro de Demanda Sísmica con un Factor de Reducción por norma COVENIN, $R=1$), y el coeficiente sísmico de resistencia cedente, V_Y / W .

T: período fundamental, en la dirección considerada. Determinado por un análisis modal de Eigenvalores (análisis dinámico), por métodos empíricos (Ecuación 13.3 ó Ecuación 13.4), u otros métodos aproximados.

T_e : período fundamental efectivo, en la dirección considerada.

T^* : período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado con la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro, determinado en la Sección II.18.

V_Y : capacidad de resistencia “cedente” de la estructura, calculada empleando los resultados de la curva Bilineal idealizada resultante de la curva de “Pushover” del AENL.

W: peso efectivo de la estructura, determinado según la Ecuación 12.4.

C_m : factor de masa efectiva según Tabla 36, o alternativamente se permite tomarlo como la masa modal efectiva para el modo fundamental, usando un *análisis modal de Eigenvalores*.

Tabla 36

Valores del Factor de Masa Efectiva C_m . Fuente: tabla 3-1, FEMA 356 (ASCE, 2000).

TIPO DE ESTRUCTURA	Nº DE NIVELES	
	1-2	3 ó más
Pórticos de Concreto a Momento	1.0	0.9
Con Muros de Corte de Concreto	1.0	0.8
Muros Autoportantes de Concreto	1.0	0.8
Pórticos de Acero a Momento	1.0	0.9
Pórticos de Acero con Arriostramientos Concéntricos	1.0	0.9
Pórticos de Acero con Arriostramientos Excéntricos	1.0	0.9
Otros	1.0	1.0

Nota: tomar $C_m=1$, si para el período fundamental, $T>1$ seg

C_2 : representar el efecto de formas histeréticas estrechas o delgadas, la degradación de rigidez y el deterioro de resistencia sobre la respuesta al desplazamiento máximo. La Tabla 37 muestra valores de C_2 para sistemas aporricados comunes con degradación de rigidez y resistencia. O bien, se permitirá el empleo de $C_2=1.0$ para sistemas sin degradación.

Tabla 37

Valores del Factor de Masa Efectiva C_2 . Fuente: tabla 3-3, FEMA 356 (ASCE, 2000).

NIVEL DE DESEMPEÑO	$T \leq 0.1$ seg	$T \geq T^*$
Ocupación Inmediata	1.0	1.0
Resguardo de Vida	1.3	1.1
Prevención de Colapso	1.5	1.2

C_3 : representar el incremento en los desplazamientos debido a los efectos P- δ y P- Δ dinámicos. Para edificios con rigidez postcedente positiva, será asumido igual a $C_3=1.0$. Para edificios con la rigidez de postcedencia negativa, los valores de serán calculados usando la Ecuación C3:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (\text{Ec. C3})$$

pero en ningún caso excederá el correspondiente valor límite de C_3 , obtenido mediante el coeficiente de estabilidad θ_i (determinado según la Ecuación 18.5); de acuerdo a las expresiones siguientes:

$$C_3=1 \quad (\text{si } \theta_i < 0.1 \text{ en todos los niveles})$$

$$C_3=1+5(\theta-0.1)/T \quad (\text{donde } \theta \text{ es el máximo valor de } \theta_i \text{ de todos los niveles})$$

Sobre este particular, en FEMA 440 (ATC, 2005) se hacen algunas modificaciones a los coeficientes C_1 y C_2 , y se elimina el uso del coeficiente C_3 . El coeficiente C_0 permanece inalterado. Tales modificaciones son las siguientes:

$$C_1 = \begin{cases} 1 + \frac{25(R-1)}{a} & \text{para } (T < 0.2 \text{ seg}) \\ 1 + \frac{(R-1)}{aT^2} & \text{para } (0.2 \text{ seg} \leq T \leq 1 \text{ seg}) \\ 1 & \text{para } (T > 1.0 \text{ seg}) \end{cases}$$

No recomendado: $C_1=1.5$ para ($T < 0.1$ seg)

donde:

$$a = \begin{cases} 130 & (\text{para sitio Clase B}) \\ 90 & (\text{para sitio Clase C}) \\ 60 & (\text{para sitio Clase D}) \end{cases}$$

De FEMA 356 (comparar con Tabla 5) se tiene que:

- Sitio Clase B: Roca con $(762\text{m/s} < V_{sp} < 1524 \text{ m/s})$.
- Sitio Clase C: Suelo muy denso y roca suave con $(365\text{m/s} < V_{sp} < 762\text{m/s})$.
- Sitio Clase D: Suelo firme con $(183\text{m/s} < V_{sp} < 365\text{m/s})$.

$$C_2 = \begin{cases} 1 + \frac{(R-1)^2}{32} & \text{para } (T < 0.2 \text{ seg}) \\ 1 + \frac{(R-1)^2}{800T^2} & \text{para } (0.2 \text{ seg} \leq T \leq 0.7 \text{ seg}) \\ 1 & \text{para } (T > 0.7 \text{ seg}) \end{cases}$$

Las expresiones para $T \leq 0.7$ seg, son recomendadas sólo para estructuras con degradación significativa de rigidez y resistencia; y el valor de $C_2=1$ cuando se estime que la estructura no presenta degradación significativa.

El período fundamental efectivo, T_e , en la dirección considerada será calculado usando la relación fuerza-desplazamiento del AENL. La relación no lineal entre la cortante basal, V_b , y el desplazamiento del nodo objetivo, δ_t , será substituido por una relación bilineal para estimar la rigidez lateral efectiva, K_e , la resistencia cedente efectiva, V_Y , y el desplazamiento cedente efectivo, δ_Y , de la edificación. Esta relación bilineal se obtiene usando un procedimiento gráfico iterativo que balancee aproximadamente las áreas sobre y bajo la curva de "Pushover". La rigidez lateral efectiva, K_e , será tomada como la rigidez secante calculada para una fuerza de cortante basal igual al 60% de la resistencia cedente efectiva. (Ver Figura 107). Se recomienda desarrollar el "Pushover" para un rango de deformación entre 0 y 150% del desplazamiento objetivo " δ_t ", es decir: V_b vs. $\delta // 0 \leq \delta \leq 1.5 \cdot \delta_t$

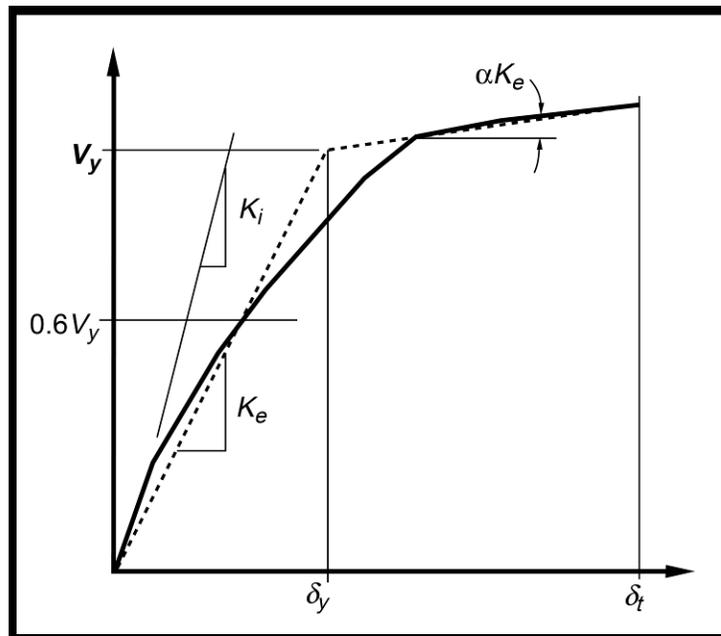


Figura 107. Cálculo de la rigidez efectiva, K_e .
Fuente: Figura 3-1, FEMA 273, (ATC, 1997a).

El período fundamental efectivo, T_e , será calculado empleando la expresión (3-10) de FEMA 273 como sigue:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{Ec.17.5})$$

donde:

- T_i : período fundamental elástico (en seg) en la dirección considerada, calculada por análisis dinámico elástico (ADL).
- K_i : rigidez lateral elástica de la edificación en la dirección considerada.
- K_e : rigidez lateral efectiva de la edificación en la dirección considerada.

Sin embargo, a diferencia de FEMA 273 y FEMA 356, el método mejorado de FEMA 440 considera, adicionalmente, la posibilidad de una

pendiente postcedente negativa para desarrollar una representación Trilineal (ó simplemente una Bilineal con pendiente postcedente negativa) de la Curva de Capacidad Fuerza-Deformación "Pushover". (Ver Figura 108). Específicamente se señala en FEMA 440 que la representación Bilineal de la curva de "Pushover" será desarrollada para aquellos casos donde el modelo exhibe predominantemente una sola rigidez postcedente (positiva α_1 , ó negativa α_2). En aquellos casos donde el modelo exhibe dos rigideces postcedentes (la primera positiva α_1 , y la segunda negativa α_2), se recurrirá a una representación trilineal.

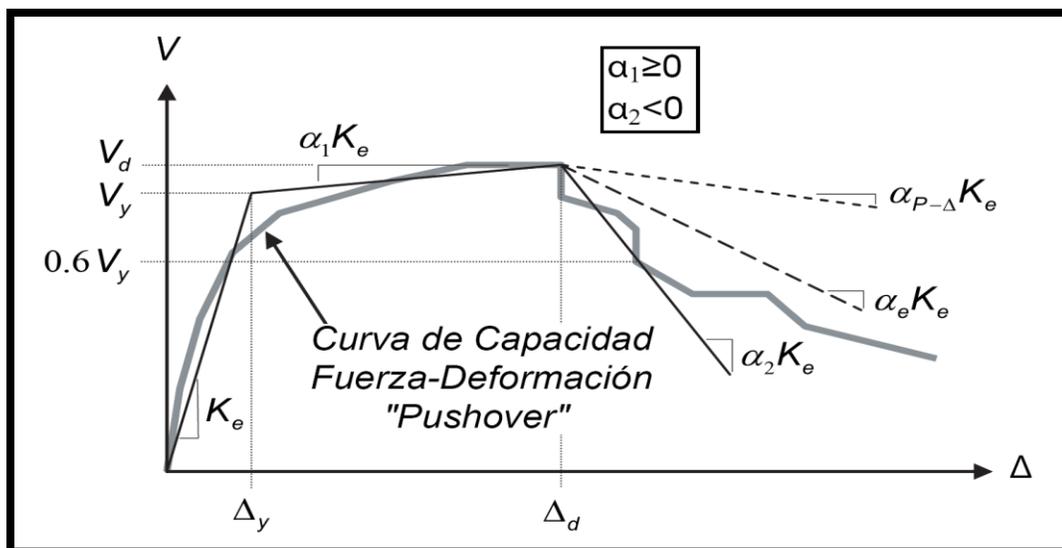


Figura 108. Curva de Fuerza-Deformación Idealizada para AENL. Fuente: Fig. 4-3, FEMA 440, (ATC, 2005).

Por otro lado, de FEMA 274, en su sección C3.3.3.3 referente a la determinación de las Acciones y Deformaciones de un Análisis Estático No Lineal (ver Figura 109), se tiene que:

...Dado el desplazamiento objetivo $\bar{\delta}_t$ [término añadido] y la rigidez efectiva, K_e ⁵⁴... La rigidez secante K_s se define por la

⁵⁴ Como se expuso previamente en el presente trabajo, en el proceso para determinar el período fundamental efectivo, T_e ; la rigidez lateral efectiva, K_e , será tomada como la rigidez secante calculada para una fuerza de cortante basal igual al 60% de la resistencia cedente efectiva.

pendiente de una línea que va desde el origen hasta el punto sobre curva [término añadido] de la relación Carga-Deformación no lineal ("*Pushover*"), [coma, y término en itálicas entre paréntesis y comillas añadido] hasta el punto correspondiente al desplazamiento objetivo. La correspondiente ductilidad por desplazamiento global es definida como ⁵⁵ (ATC, 1997b, p.3-27)

$$\mu_{\delta g} = \frac{K_e}{K_s} \quad (\text{Ec.17.6})$$

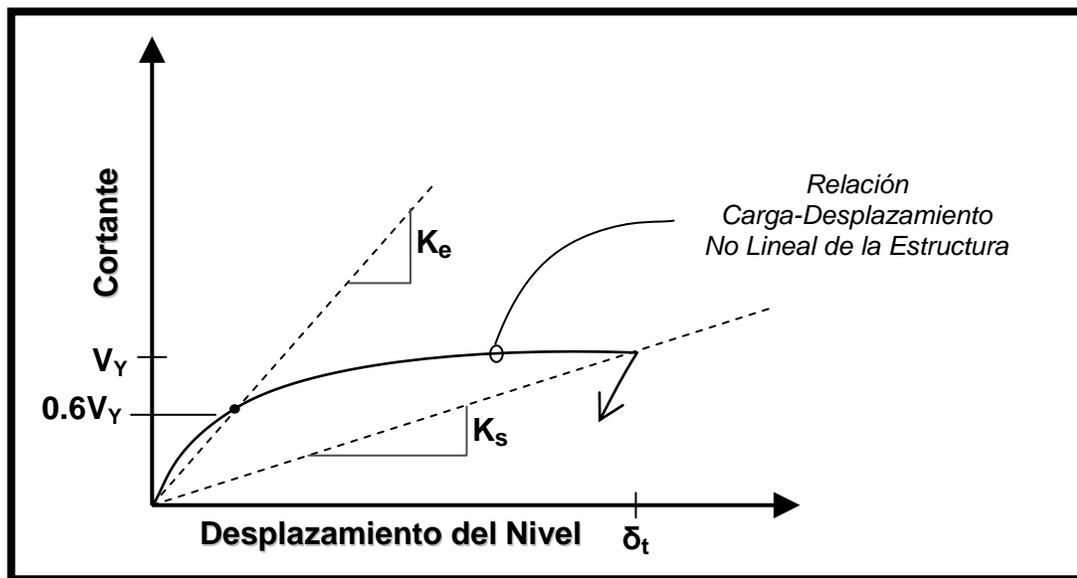


Figura 109. Cálculo de las Rigideces para la Estimación de la Repuesta de la Edificación. Ajustado a la Figura C3-16, de *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 274, p. 3-26, (ATC, 1997b).

El procedimiento resumido hasta este momento es aplicable, principalmente, al AENL de estructuras *considerando únicamente los miembros estructurales y sus conexiones*. Cuando se desea aplicar un AENL de estructuras *considerando paneles de relleno de mampostería no*

⁵⁵ Original en inglés: "...Given this target displacement, an effective initial stiffness K_e is determined using procedures described in Section 3.3.3.2D. The secant stiffness K_s is defined by the slope of a line from the origin to the nonlinear load-deformation relation at the point corresponding to the target displacement. The corresponding global displacement ductility is defined as..."

estructural, es necesario tomar en cuenta algunos aspectos adicionales, como los expuestos en la Sección II.23.3.13 y la Sección II.23.3.14; con el fin de obtener resultados más realistas.

Debe aclararse que esta cortante basal de cedencia efectiva, V_Y , y su consecuente desplazamiento cedente efectivo, δ_Y , no deben entenderse como una condición de cedencia referida a un material; sólo pretende idealizar o simplificar la respuesta de la edificación como si se rigiera por comportamiento elasto-plástico (bilineal).

Para aplicar los métodos anteriormente expuestos, debe verificarse que la Cortante Basal, V_b , resultante de considerar un número suficiente de modos de vibración para la respuesta dinámica definida en la Sección II.19.2, en los cuales participen al menos el 90% de masas del modelo, no excede al 130% de la correspondiente Cortante Basal obtenida de considerar sólo el primer modo; se puede considerar que sólo resulta significativo considerar el modo 1 en la respuesta sísmica de la estructura. La condición anterior puede expresarse como:

$$V_{b \text{ (n-modos 90\% m.p)}} \leq 1.3V_{b \text{ (modo1)}} \quad (\text{Ec.17.7})$$

II.19.3.2 Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad. (FEMA 440)

FEMA 440, (ATC, 2005), propone tres procedimientos (A,B,C) mejorados del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad presentado por el *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*. ATC-40, (ATC, 1996); que también propone a su vez, tres procedimientos análogos (A,B,C). El procedimiento propuesto por FEMA 440 consiste básicamente en ciertos ajustes en los coeficientes y expresiones empleados para reducir el Espectro de Demanda.

Es de especial interés en el presente trabajo el procedimiento C de FEMA 440, dado que de los tres procedimientos, éste es el empleado específicamente por el programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995). A pesar de que el programa SAP2000, brinda la posibilidad de considerar también el procedimiento C del ATC-40, éste no será considerado.

En términos generales, el Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad, consiste en encontrar un punto sobre el “Espectro de Capacidad” que también se encuentre sobre el “Espectro de Demanda” apropiado, reducido para efectos no lineales. El desplazamiento por demanda en este método ocurre en un punto, sobre el “Espectro de Capacidad” llamado el punto de desempeño (S_{aD} , S_{dD}). Este punto de desempeño representa la condición para la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta a la estructura según el movimiento de tierra (sismo) especificado. Al igual que el método de los coeficientes, éste método se fundamenta en el criterio de “aproximación de igual desplazamiento”. Así mismo, una vez determinado el punto de desempeño, pueden verificarse adicionalmente los menores límites de deformación según el nivel de daño aceptable que se esperan en

componentes estructurales y no estructurales (por desocupación inmediata, por resguardo de vidas, y/o por prevención de colapso).

Primeramente se establecerá el Espectro de Demanda Elástica apropiado que será empleado para el Análisis Estático No Lineal.

FEMA 440 establece ciertas expresiones que permiten considerar reducciones en las aceleraciones del Espectro de Demanda Elástica considerando los efectos cinemáticos del terreno y de amortiguamiento de las fundaciones.

El Espectro de Demanda Elástica debe ser reducido considerando los *efectos cinemáticos* inducidos por el sismo a nivel de la fundación (asumiendo la fundación como un modelo rígido), independientemente de la superestructura, los cuales son magnificados sustancialmente para períodos cortos.

$$(S_a)_{MF} = RRS_e RRS_{LosaFund.} (S_a)_{MLT} \quad (\text{Ec. 17.8})$$

donde:

$(S_a)_{MLT}$: aceleraciones espectrales considerando el movimiento libre del terreno.

$(S_a)_{MF}$: aceleraciones espectrales $(S_a)_{MLT}$ reducidas, considerando los efectos cinemáticos inducidos por las fundaciones en respuesta a la interacción con el suelo.

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{T n v_s}\right) \geq \text{que el mayor entre } \begin{cases} 0.453 \\ RRS_e \text{ para } T = 0.2 \text{ seg} \end{cases} \quad (\text{Ec. 17.8.1})$$

$$RRS_{LosaFund.} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} \geq RRS_{LosaFund.} \text{ para } T = 0.2 \text{ seg} \quad (\text{Ec. 17.8.2})$$

$$b_e = 3.28 \sqrt{ab} \quad (\text{Ec. 17.8.3})$$

donde:

- e: profundidad a la cual se encuentra la fundación, medida como el espacio libre entre la fundación y la superficie del terreno.
- T: período del modelo estructural.
- v_s : velocidad promedio de la onda de corte de la tabla 5.1 COVENIN-MINDUR 1756:2001.
- n: factor de reducción de velocidad de la onda de corte, análogo al factor de corrección ϕ de la tabla 5.1 COVENIN-MINDUR 1756:2001 según la Forma Espectral seleccionada.
- a y b: dimensiones totales de la huella de la fundación o losa de fundación del edificio en vista de planta.
- b_e : ancho efectivo de la fundación, expresado en mts. Dado que las expresiones originales consideran la unidad de longitud de pies (ft), se hace el ajuste a (mts) por medio del factor de conversión (1m=3.28ft).
- RRS: razón o proporción del espectro de respuesta (del inglés: *ratios of response spectrum*).
- $RRS_{Losa Fund.}$: evaluado para los períodos dependientes de la losa de fundación promediada.
- RRS_e : evaluado considerando los efectos de la profundidad e a la cual esta embebida de la fundación en el terreno.

Espectro de Demanda debe ser del mismo modo reducido por un Factor B, considerando el *amortiguamiento estructural debido a la fundación*, β_0 . Este amortiguamiento considera: un amortiguamiento inicial, que usualmente se adopta como un valor de $\beta_r=0.05$, el cual puede verse modificado por la acción combinada del incremento de los períodos efectivos derivado del efecto de aumento en la ductilidad (referida a la interacción suelo-fundación) cuando se consideran bases flexibles y la demanda de ductilidad del sistema; más un amortiguamiento referido exclusivamente a la interacción suelo-fundación (β_f).

$$(S_a)_{\beta_0} = \frac{(S_a)_{MF}}{B} \quad (\text{Ec. 17.9})$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \text{LN}(\beta_0)} \quad (\beta_0 \text{ expresado en \%}) \quad (\text{Ec. 17.9.1})$$

Si se considera que la edificación consta de bases flexibles:

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{0.05}{\left(1 + \frac{1}{\mu_s} \left(\left(\frac{T_{BF}}{T_{BR}} \right)^2 - 1 \right)\right)^{1.5}} \quad (\text{Ec. 17.9.2})$$

Si se ignora el amortiguamiento debido a la fundación, entonces se considera que la edificación consta de bases rígidas; entonces, $\beta_f=0$ y $T_{BR}=T_{BF}$, por lo que resultará que:

$$\beta_0 = 0.05 \quad (\text{Ec. 17.9.3})$$

donde en las anteriores expresiones:

μ_s : demanda de ductilidad esperada del sistema incluyendo los efectos de interacción con el suelo.

T_{BR} : Período característico de la respuesta lineal de la estructura en la dirección del análisis, pero considerando bases rígidas.

T_{BF} : Período característico de la respuesta lineal de la estructura en la dirección del análisis, pero considerando bases flexibles.

β_f : amortiguamiento característico de las fundaciones.

Particularmente, si se ignoran los efectos de interacción suelo estructura y asumiendo un amortiguamiento inherente del 5% ($\beta_0=0.05$), puede desarrollarse un Espectro de Demanda Sísmica Elástica adecuado a la norma sismorresistente venezolana COVENIN-MINDUR 1756:2001 en el formato usual de pseudo aceleración normalizada versus períodos, (S_a vs. T). Una vez obtenido este espectro en el formato (S_a vs. T), debe ser convertido al formato de "Espectro de Demanda Sísmica Aceleración-Desplazamiento Espectral" (ADRS por sus siglas en inglés), (S_a vs. S_d).

La Figura 110 ilustra la conversión del Espectro de Demanda Sísmica del formato (S_a vs. T) al formato (S_a vs. S_d), y viceversa.

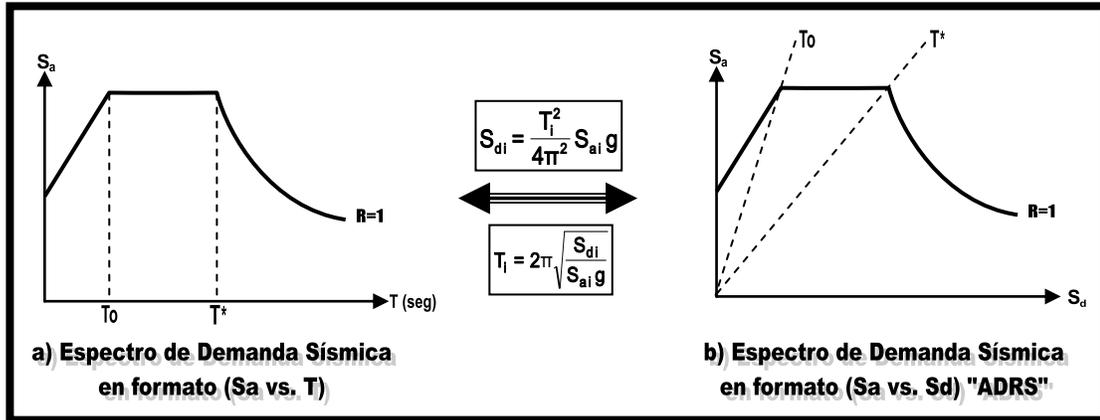


Figura 110. Conversión del Espectro de Demanda Sísmica del formato (S_a vs. T) al formato (S_a vs. S_d), y viceversa. Ajustado a la figura 8-6. *Response spectra in Traditional and ADRS Formats*, del documento titulado *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1, p. 8-11, ATC-40, (ATC, 1996).

Las expresiones empleadas para la conversión del Espectro de Demanda del formato (S_a vs. T) al formato "ADRS" (S_a v.s S_d) son:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (\text{Ec. 17.10.1})$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{S_{di}}{S_{ai} g}} \quad (\text{Ec. 17.10.2})$$

donde:

S_a : aceleración espectral.

S_d : desplazamiento espectral, y asociado con la aceleración espectral S_a a través de un mismo punto sobre el espectro de capacidad.

Seguidamente, debe ser obtenida la Curva de Capacidad de la estructura mediante un Análisis Estático No Lineal “*Pushover*” (AENL)⁵⁶, siguiendo lineamientos como los mostrados en la Sección II.19.3.1, y la cual es desarrollada en el formato cortante basal versus desplazamiento del nodo de control a nivel del techo (V vs. Δ). Esta Curva de Capacidad debe ser ahora transformada al formato ADRS para obtener el llamado “*Espectro de Capacidad*”; que no es otra cosa que las curva de “*Pushover*” representada en el formato ADRS.

Vale la pena recordar lo expuesto al inicio de la Sección II.9.3, sobre que en el caso de estructuras de un solo nivel, éstas usualmente pueden ser representadas apropiadamente como un sistema de un solo grado de libertad, por lo que es poco significativa la variación entre las fuerzas y deformaciones asociadas al patrón de cargas laterales (cargas monótonamente crecientes) escogida para desarrollar la Curva de Capacidad “*Pushover*”, las cuales intentan recrear de forma aproximada la distribución de cargas inducidas por un sismo sobre una estructura. De entre los distintos patrones de distribución de cargas laterales propuestas en la literatura técnica (carga simple concentrada, rectangular, triangular, patrones de carga de diversos códigos, proporcional a la forma del primer modo, adaptativa, SRSS, multi-modos, etc).

La Figura 111 ilustra la conversión de la Curva de Capacidad “*Pushover*” en el formato (V vs. Δ) al Espectro de Capacidad en el formato (S_a vs. S_d), y viceversa.

⁵⁶ Ver Figura 97 y lo expuesto seguidamente referente a los métodos de descarga de “Hinge”.

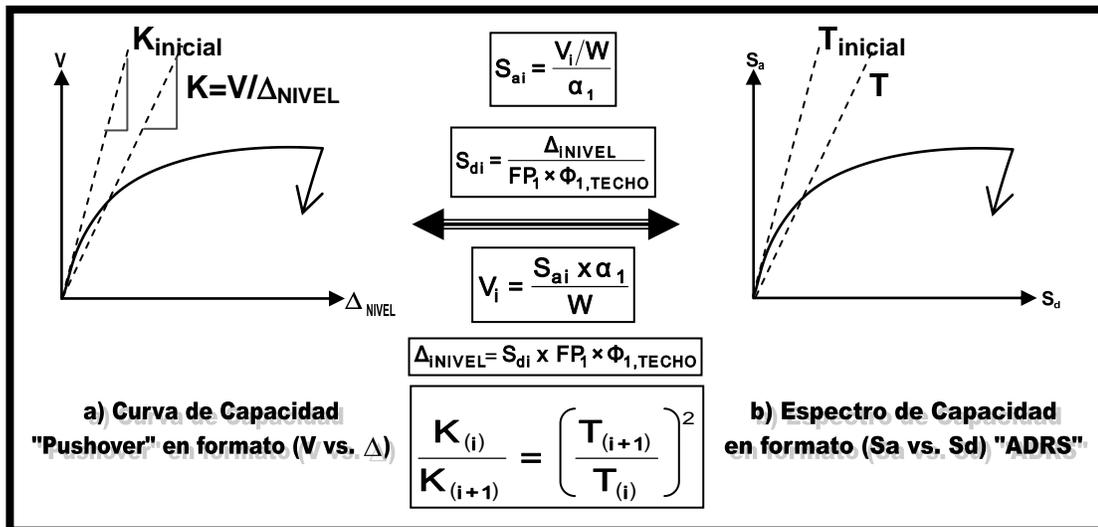


Figura 111. Conversión de la Curva de Capacidad "Pushover" en el formato (V vs. Δ), al Espectro de Capacidad en el formato "ADRS" (Sa vs. Sd), y viceversa. Expresiones e imágenes ajustadas a lo expuesto en *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*. ATC-40, (ATC, 1996).

Las expresiones empleadas para la conversión de la Curva de Capacidad "Pushover" en el formato (V vs. Δ) al Espectro de Capacidad en el formato "ADRS" (S_a v.s S_d) son:

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (\text{Ec. 17.11.1})$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{NIVEL}}{FP_1 \times \Phi_{1,TECHO}} \quad (\text{Ec. 17.11.2})$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (w_i \phi_1) / g \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N w_i / g \right) \left(\sum_{i=1}^N (w_i \phi_1^2) / g \right)} \quad (\text{Ec. 17.11.3})$$

$$FP_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_1) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_1^2) / g} \quad (\text{Ec. 17.11.4})$$

donde:

- FP_1 : factor de participación modal para el primer modo natural.
- α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo natural. No confundir con el factor α de la pendiente de postcedencia de la linealización de la Curva de Capacidad Fuerza-Deformación “Pushover”.
- w_1/g : masa asignada al nivel i .
- Φ_{i1} : amplitud del modo 1 para el nivel i .
- N : nivel N , para el cual es el más elevado en la porción principal de la estructura.
- V : cortante basal.
- W : peso muerto del edificio más cargas vivas, según Ecuación 12.4.
- Δ_{TECHO} : desplazamiento de la estructura a nivel del techo, y asociado con la cortante basal V a través de un mismo punto sobre la Curva de Capacidad Fuerza-Deformación (“Pushover”).

Es de hacer notar, que en el Formato ADRS, los períodos pueden ser representados de forma radial desde el origen de coordenadas.

Una forma de determinar la rigidez inicial ($K_{inicial}$) de la Curva de Capacidad (V vs. Δ) de la edificación en la dirección del Análisis Estático No Lineal “Pushover”, es aquella representada por una línea recta que parte del origen y es tangente a dicha curva. Convirtiendo las coordenadas de cualquier punto sobre la línea que define la rigidez inicial ($K_{inicial}$) del formato (V vs. Δ) al formato (S_a vs. S_d), puede obtenerse el correspondiente período ($T_{inicial}$) característico a esta rigidez inicial ($K_{inicial}$) mediante la expresión:

$$T_{inicial} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a g}} \quad (\text{Ec. 17.12})$$

En consecuencia, la línea recta que define el período inicial ($T_{inicial}$) en el formato “ADRS” (S_a vs. S_d), es también característica de la rigidez inicial ($K_{inicial}$).

Una vez que se tiene el Espectro de Demanda Sísmica Elástica y el Espectro de Capacidad, se trazan ambos espectros en un mismo gráfico. (Ver Figura 112).

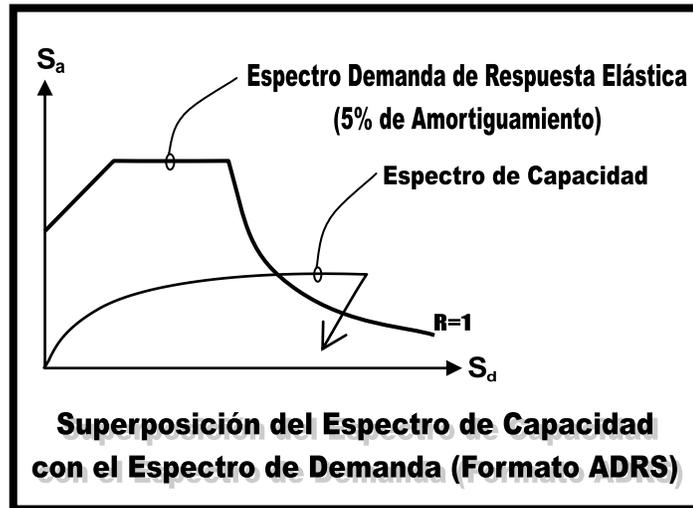


Figura 112. Superposición de los Espectros de Demanda y Capacidad. Ajustado a la figura 8-24. *Capacity Spectrum Procedure A After Step 2*, del documento titulado *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*. ATC-40, p. 8-22, (ATC, 1996).

Si se considerara que la estructura se comporta sólo de forma elástica, tanto la Curva de Capacidad (V vs. Δ) como el Espectro de Capacidad (S_a vs. S_d) estarían representadas por una línea recta, que coincide con aquella definida por la rigidez inicial ($K_{inicial}$).

El Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad aplica el llamado criterio de "Aproximación de Igual Desplazamiento" (ver Figura 113), el cual consiste en asumir que la capacidad de deformación elástica de la estructura es igual a la capacidad de deformación inelástica de ésta.

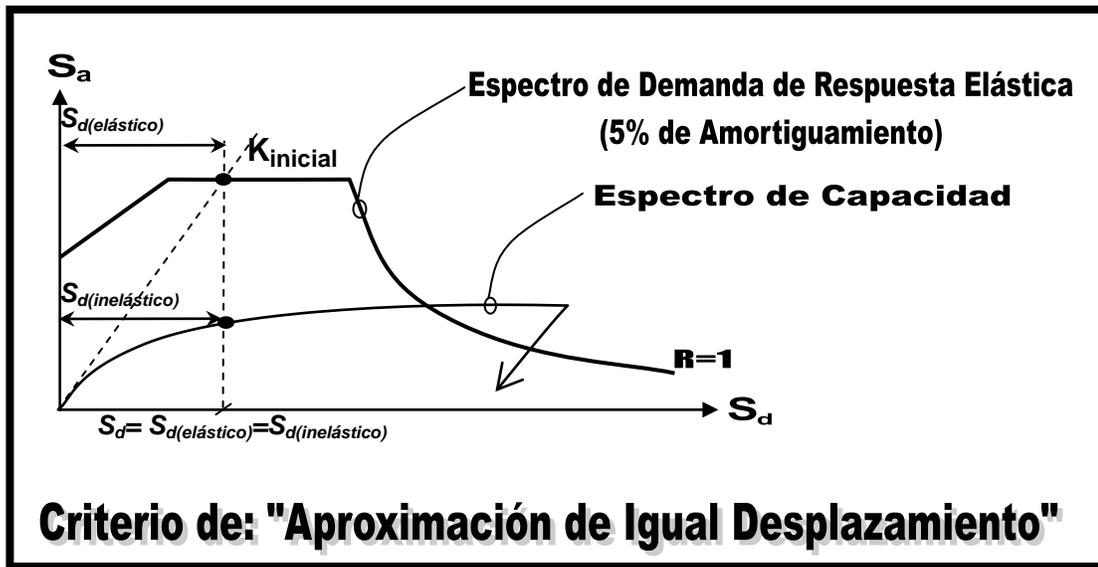


Figura 113. Criterio de “Aproximación de Igual Desplazamiento”. Ajustado a la figura 8-4. *Equal Displacement Approximation*, del documento titulado *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*. ATC-40, p.8-8, (ATC, 1996).

Aplicando el Criterio de “Aproximación de Igual Desplazamiento” e intersectando el Espectro de Demanda Elástica con la línea recta representativa de la rigidez inicial ($K_{inicial}$), se obtiene un punto sobre el Espectro de Capacidad cuyo desplazamiento espectral (S_d) sea igual al correspondiente del punto de intersección con el Espectro de Demanda. (Ver Figura 114).

Esta es una alternativa para seleccionar un punto de desempeño inicial de aceleración y desplazamiento máximo, ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$); sin embargo, puede ser empleado otro punto basado en el juicio de la ingeniería.

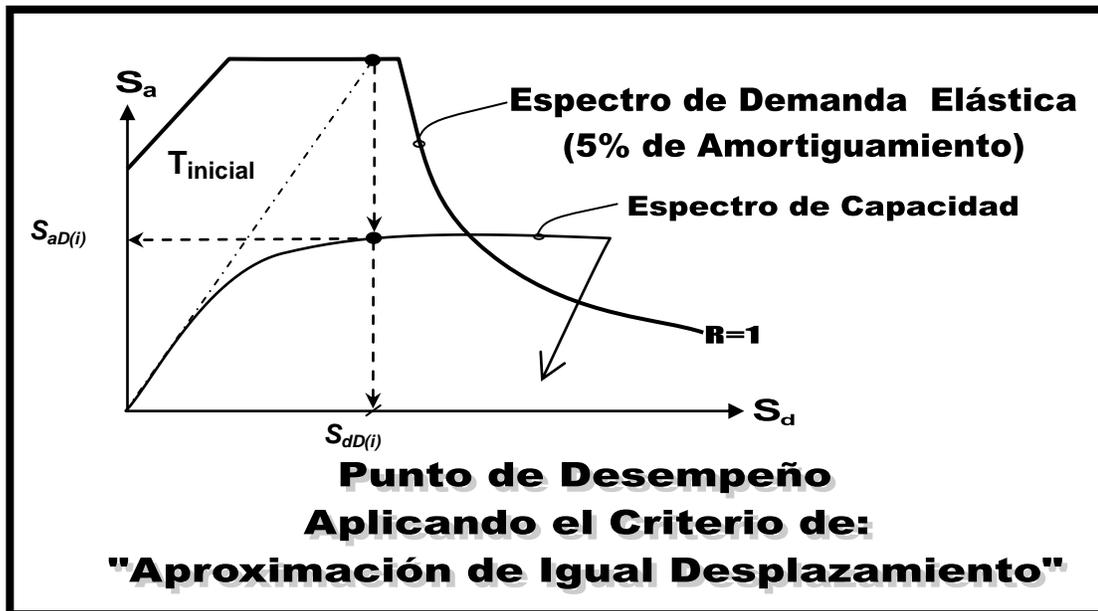


Figura 114. Aplicación del Criterio de "Aproximación de Igual Desplazamiento" como un primer intento para hallar el "Punto de desempeño". Ajustado a la figura 8-25. *Capacity Spectrum Procedure A After Step 3*, del documento titulado *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*. ATC-40, p.8-22, (ATC, 1996).

Es evidente que si la estructura se comportara únicamente de forma elástica, el Criterio de "Aproximación de Igual Desplazamiento" conduciría a un mismo punto (coincidirían el punto sobre el Espectro de Demanda Elástica como el punto sobre el Espectro de Capacidad), habiéndose obtenido ya de esta manera el punto de desempeño de la estructura (S_{aD} , S_{dD}). Sin embargo, en la realidad esto no es lo que ocurre. Las estructuras siempre manifiestan en mayor o menor grado un nivel de disipación de energía a través de mecanismos como sobrerresistencia, ductilidad, entre otros; siendo necesario considerar esta disipación de energía en el espectro de demanda aplicado en el análisis de la estructura.

Ahora bien, una vez obtenido el punto ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$) se procede a obtener una idealización una representación bilineal del Espectro de

Capacidad (Curva Bilineal). La Curva Bilineal consiste en hallar un punto ($S_{aY(i)}$, $S_{dY(i)}$), que unido a través de segmentos de línea recta al punto ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$) y al origen, queden equilibradas las porciones de área enmarcadas entre esta Curva Bilineal y el Espectro de Capacidad; es decir, que la porción de área sobre y bajo el Espectro de Capacidad sean iguales, ($A_1=A_2$). El punto obtenido ($S_{aY(i)}$, $S_{dY(i)}$) representa una idealización de la capacidad límite de la estructura hasta donde ésta se considera que se comportaría de manera linealmente elástica (Ver Figura 115). Este punto ($S_{aY(i)}$, $S_{dY(i)}$) representa es en consecuencia el punto de cedencia idealizado de la estructura para el punto de desempeño considerado ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$); y no debe ser considerado como el punto de cedencia de algún componente o material en particular, tal y como es definido comúnmente en la teoría de resistencia de materiales. Nótese que no se aplica un criterio equivalente al del $0.6V_Y$ aplicado en FEMA 273 y FEMA 356. (Ver Figura 107).

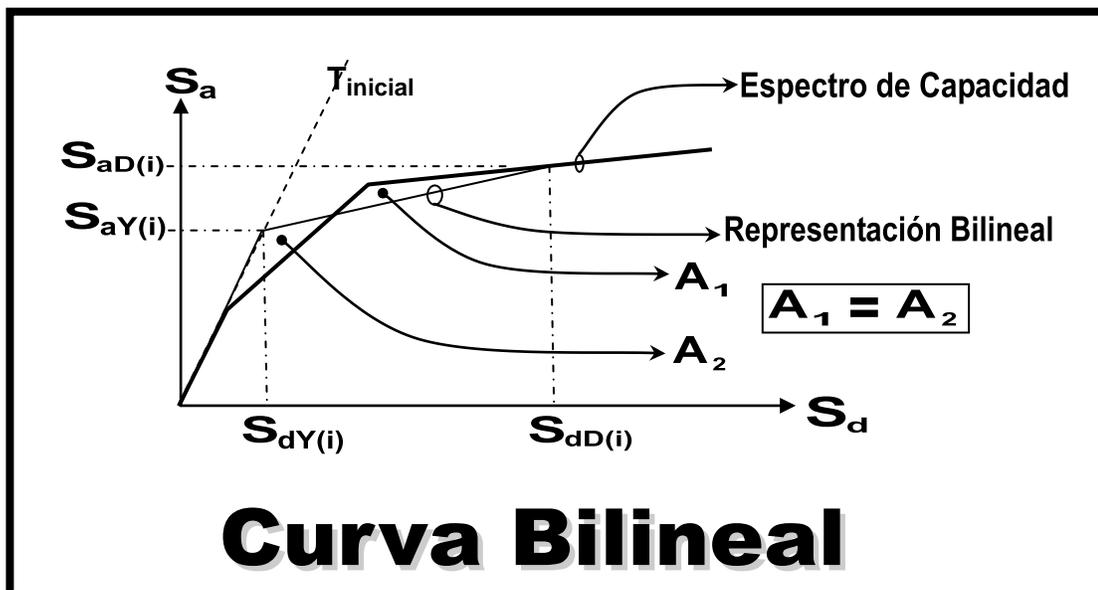


Figura 115. Criterio de Equilibrio de Áreas para obtener la Curva Bilineal. Ajustado a la figura 8-9. *Bilinear Representation of Capacity Spectrum For Capacity Spectrum Method*, del documento titulado *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*. ATC-40, p.8-13, (ATC, 1996).

Básicamente, con la Curva Bilineal se pretende hacer un equilibrio de energía, a fin de que esta idealización del Espectro de Capacidad se aproxime a la forma que representaría el área encerrada por los lazos de histéresis, que desarrollaría la estructura al ser sometida a ciclos de carga y descarga alternada. (Ver Figura 116)

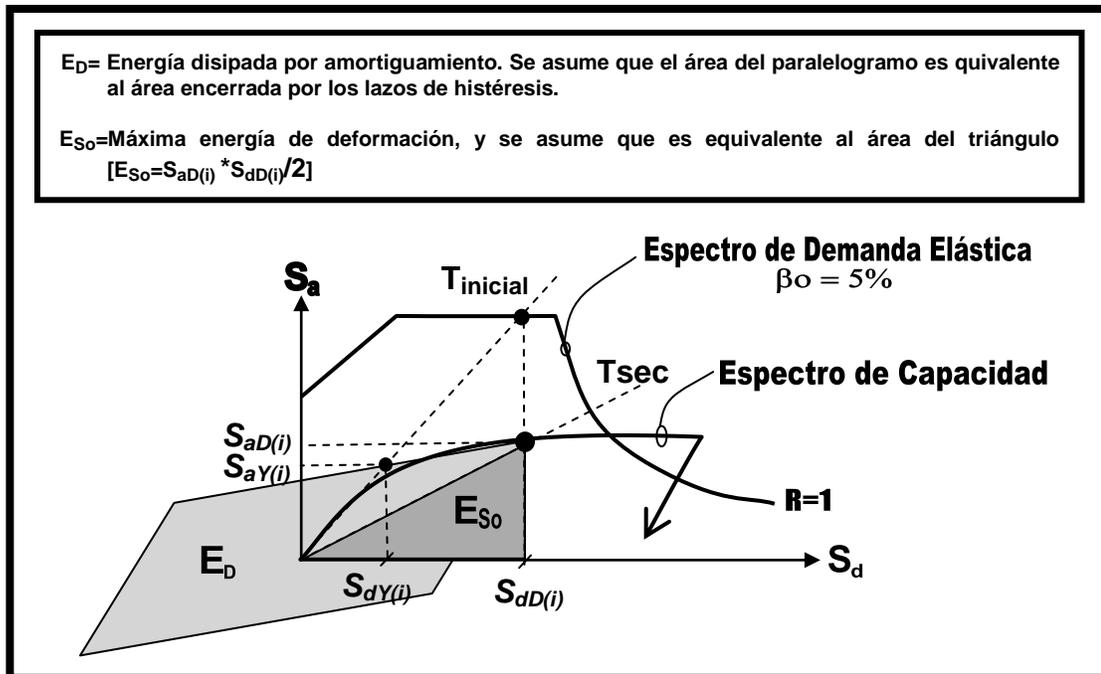


Figura 116. Criterio de Equilibrio de Energía Idealizado, como fundamento del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad. Ajustado a la figura 2-13. *Graphical representation of the Capacity-Spectrum Method of equivalent linearization, as presented in ATC-40, del documento titulado Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440, p. 2-11, (ATC, 2005).*

De aquí se desprende el concepto de un sistema "lineal equivalente", el cual es la base fundamental del Método de Espectro de Capacidad; en el que un sistema lineal que habiendo reducido la rigidez ($K_{inicialc}$) a una rigidez secante (K_{sec}), e incrementado el amortiguamiento en proporción a la energía histerética, permite estimar la respuesta no lineal del sistema. (Ver Figura 117)

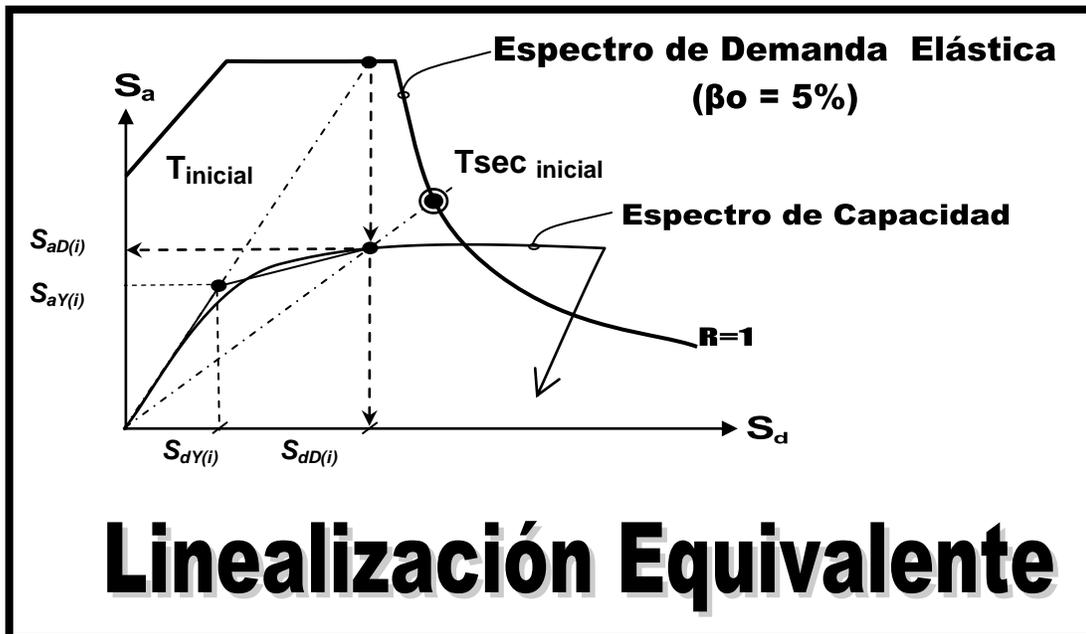


Figura 117. Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad.

La idea es la de reducir el Espectro de Demanda Elástica, tomando en cuenta la energía disipada por la cedencia del sistema no lineal (E_{S0}), a fin de que el Espectro de Demanda Reducido intersecte el Espectro de Capacidad; encontrándose de esta manera el punto de máxima demanda de desplazamiento ($S_{d\text{máx}}$) exigido para la estructura, dependiendo de la capacidad de respuesta no lineal de ésta. Este punto no es otro que el llamado punto de desempeño (S_{aD} , S_{dD}), donde el desplazamiento espectral del punto de desempeño representa la máxima demanda de desplazamiento ($S_{dD}=S_{d\text{máx}}$). Este punto de desempeño (S_{aD} , S_{dD}) debe estar ubicado en consecuencia sobre la línea recta representativa al período secante (T_{sec}).

Es de hacer notar que considerar diferentes puntos de desempeño ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$) sobre el Espectro de Capacidad, implican a su vez considerar distintos períodos secantes ($T_{\text{sec}(i)}$), ductilidad (μ) y de pendiente o rigidez de postcedencia (α); y donde cada uno de estos pueden ser determinados mediante las respectivas expresiones siguientes:

$$\mu = \frac{S_{dD(i)}}{S_{dY(i)}} \quad (\text{Ec. 17.13.1})$$

$$\alpha = \frac{\frac{S_{aD(i)} - S_{aY(i)}}{S_{dD(i)} - S_{dY(i)}}}{\frac{S_{aY(i)}}{S_{dY(i)}}} = \frac{\frac{S_{aD(i)}}{S_{aY(i)}} - 1}{\mu - 1} \quad (\text{Ec. 17.13.2})$$

$$T_{\text{sec}} = T_{\text{inicial}} \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad (\text{Ec. 17.13.3})$$

El valor de la pendiente o rigidez de postcedencia (α) depende directamente del comportamiento histerético del modelo no lineal analizado. La respuesta o comportamiento de una estructura, en términos de rigidez y resistencia, al estar sometida a ciclos de cargas alternantes es lo que se conoce como comportamiento histerético. El ensayo de una estructura sometida a ciclos de histéresis permite cuantificar el grado de disipación de energía (ductilidad) y el tipo de comportamiento característico de ésta. Al graficar los ciclos de histéresis puede estimarse una curva simple patrón o curva “esqueleto” que represente de forma aproximada la forma global de estos ciclos. (Ver Figura 118)

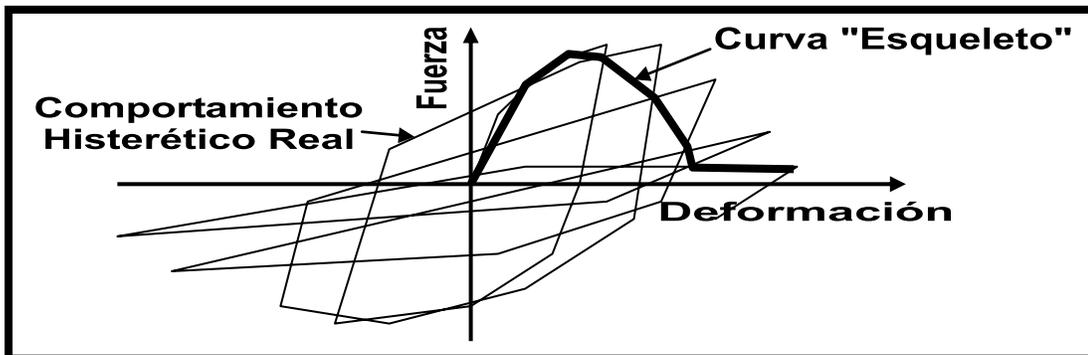


Figura 118. Curva Patrón o “Esqueleto” de un Comportamiento Histerético. Ajustado a la figura 2-3b. *Backbone representation of hysteretic behavior*, del documento titulado *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440, p. 2-11, (ATC, 2005).

Una vez obtenida esta curva “esqueleto”, se tipifica el comportamiento dúctil de la estructura. Particularmente, FEMA 440 distingue 3 comportamientos idealizados básicos (ver Figura 119):

- Histerética Bilineal (sin degradación de Rigidez ni Resistencia).
- Degradación de Rigidez (sin degradación de Resistencia).
- Degradación de Resistencia (y Rigidez).

El comportamiento Histerético Bilineal es una forma análoga a las curvas idealizadas de esfuerzo-deformación no lineal Elasto-Plástico Perfecto (si $\alpha=0$) ó Elasto-Plástico Bilineal (si $\alpha>0$), las cuales definen el comportamiento dúctil de un material (ver Figura 17, de la Sección II.6).

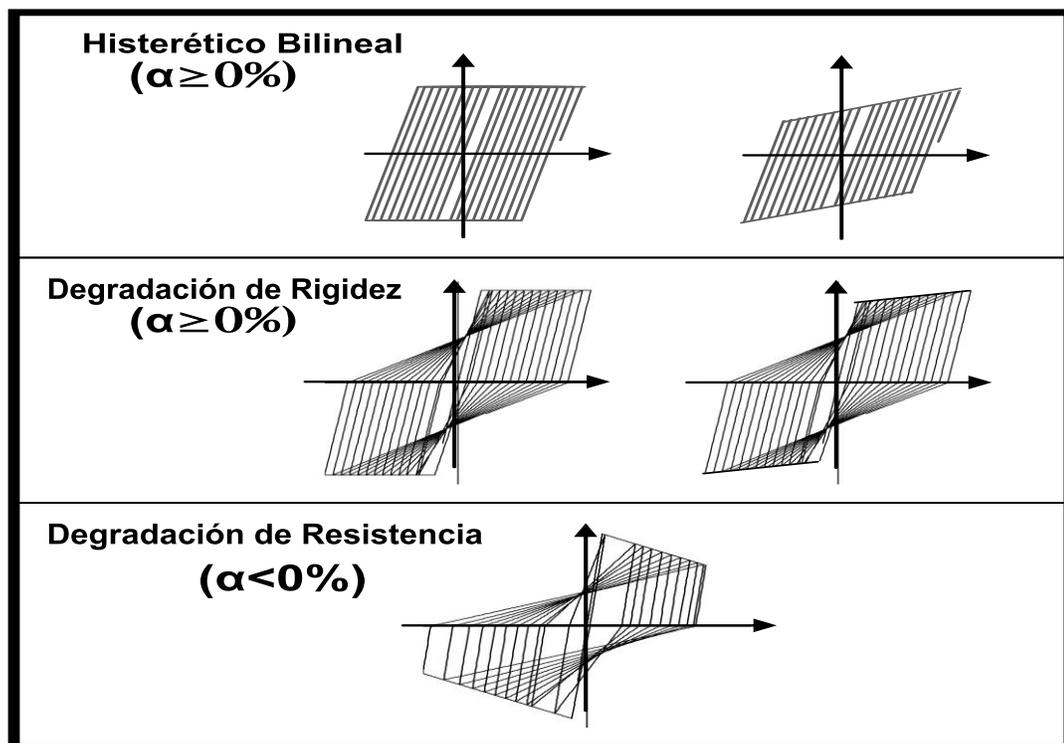


Figura 119. Tipos de Comportamiento Histerético considerados en FEMA 440. Ajustado a la figura 6-3. *Types of inelastic behavior considered. BLH=Bilinear Hysteretic STDG=Stiffness Degrading, and STRDG=Strength Degrading, del documento titulado Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440, p. 6-2, (ATC, 2005).*

A fin de *estimar un mejor ajuste a la forma histerética* del modelo estructural analizado hasta un punto de desempeño arbitrario ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$), se ajustará en primer lugar el Espectro Elástico ($\beta_0=0.05$) a un nuevo factor de amortiguamiento llamado amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$), considerando a su vez un nuevo período llamado período efectivo ($T_{e(i)}$) para aplicar el criterio de “*Aproximación de Igual Desplazamiento*” en lugar del período inicial ($T_{inicial}$). (Ver Figura 120). Este ajuste por período efectivo ($T_{e(i)}$) y amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$), genera un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de la línea radial de período efectivo ($T_{e(i)}$) y el Espectro de Demanda que considera el amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$). Para llevar a cabo este ajuste, se reducen las aceleraciones del Espectro Elástico $(S_a)_{\beta_0}$ dividiéndolas por un factor de reducción ($B_{(i)}$), el cual es una función del amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$), donde las aceleraciones resultantes se denotarán como $(S_a)_{\beta_e}$.

$$(S_a)_{\beta_e} = \frac{(S_a)_{\beta_0}}{B} \quad (\text{Ec. 17.14})$$

$$B_{(i)} = \frac{4}{5.6 - \text{LN}(\beta_e)} \quad (\beta_e \text{ expresado en } \%) \quad (\text{Ec. 17.14.1})$$

Tanto el amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$) como el período efectivo ($T_{e(i)}$) y el período secante ($T_{sec(i)}$) son a su vez funciones del período inicial ($T_{inicial}$), el cual permanece invariable, y de la demanda de ductilidad ($\mu_{(i)}$) y pendiente o rigidez de postcedencia ($\alpha_{(i)}$) de la Curva Bilineal obtenida para cualquier punto de desempeño considerado ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$). Sin embargo, dado que a su vez la pendiente o rigidez de postcedencia ($\alpha_{(i)}$) depende de la ductilidad ($\mu_{(i)}$), puede decirse en consecuencia que tanto el amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$) como el período efectivo ($T_{e(i)}$) dependen fundamentalmente de la ductilidad ($\mu_{(i)}$).

El amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$) como el período efectivo ($T_{e(i)}$) se determinarán, dependiendo del valor de ductilidad ($\mu_{(i)}$) obtenido, como sigue:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_e = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_{inicial} \quad (\text{Ec. 17.15.1})$$

$$\beta_e = A(\mu - 1)^2 - B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (\text{Ec. 17.15.2})$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_e = [I + J(\mu - 1) + 1]T_{inicial} \quad (\text{Ec. 17.15.3})$$

$$\beta_e = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (\text{Ec. 17.15.4})$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_e = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_{inicial} \quad (\text{Ec. 17.15.5})$$

$$\beta_e = E \left\{ \frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right\} \left(\frac{T_e}{T_{inicial}} \right)^2 + \beta_0 \quad (\text{Ec. 17.15.6})$$

donde los coeficientes A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K y L, dependen de los valores mostrados en la Tabla 38, y tanto β_e como β_0 están expresados en porcentaje (%).

Tabla 38

Coefficientes para determinar el período efectivo (T_e) y el amortiguamiento efectivo (β_e). Datos tomados de la tabla 6-1. *Coefficients for use in Equations for Effective Damping*, y de la tabla 6-2. *Coefficients for use in Equations for Effective Period*, del documento titulado *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440, p.p. 6-3,6-4, (ATC, 2005).

MODELO	α (%)	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Histerético Bilineal	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73	0.11	-0.017	0.27	0.09	0.57	0
Histerético Bilineal	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42	0.1	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Histerético Bilineal	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.4	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Histerético Bilineal	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36	0.13	-0.022	0.27	0.1	0.87	0.1
Histerético Bilineal	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37	0.1	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.2
Degradación de Rigidez	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62	0.17	-0.032	0.1	0.19	0.85	0
Degradación de Rigidez	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Degradación de Rigidez	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Degradación de Rigidez	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.1
Degradación de Rigidez	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34	0.13	-0.027	0.11	0.11	1	0.2
Degradación de Resistencia	-3*	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.9	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Degradación de Resistencia	-5*	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.9	0.2	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

α : pendientes de postcedencia de la Curva Idealizada Bilineal ó Trilineal, donde ($\alpha=\alpha_1 \leftrightarrow \alpha \geq 0$), y ($\alpha=\alpha_2 \leftrightarrow \alpha < 0$)

* Los valores negativos de postcedencia deben ser limitados a: $\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \gamma(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$ // donde $0 \leq \gamma \leq 1.1$

Se recomiendan valores de $\gamma=0.2$ para sitios no sujetos a los efectos de zonas próximas, y en caso contrario $\gamma=0.8$

Cuando existen dudas acerca del modelo histerético representativo de la edificación (ver Figura 119) o de los valores de las pendientes de postcedencia (α); en lugar de las expresiones anteriores, se podrá hacer uso de las siguientes expresiones generalizadas, las cuales han sido optimizadas para ser aplicadas para cualquier curva de capacidad:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_e = [0.2(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_{inicial} \quad (\text{Ec. 17.16.1})$$

$$\beta_e = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (\text{Ec. 17.16.2})$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_e = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_{inicial} \quad (\text{Ec. 17.16.3})$$

$$\beta_e = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (\text{Ec. 17.16.4})$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_e = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_{\text{inicial}} \quad (\text{Ec. 17.16.5})$$

$$\beta_e = 19 \left\{ \frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right\} \left(\frac{T_e}{T_{\text{inicial}}} \right)^2 + \beta_0 \quad (\text{Ec. 17.16.6})$$

donde β_e y β_0 están expresados en porcentaje (%).

El período secante ($T_{\text{sec}(i)}$) puede ser obtenido mediante la expresión:

$$T_{\text{sec}(i)} = T_{\text{inicial}} \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad (\text{Ec. 17.17})$$

Seguidamente, es necesario además que las aceleraciones $(S_a)_{\beta_e}$ del Espectro de Demanda reducido por el amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$) sean multiplicadas por un factor de reducción ($M_{(i)}$), el cual es una función que relaciona el período efectivo ($T_{e(i)}$) con el período secante ($T_{\text{sec}(i)}$). (Ver Figura 120). De esta manera el Espectro de Demanda reducido por el amortiguamiento efectivo ($\beta_{e(i)}$) al período secante ($T_{\text{sec}(i)}$), queda finalmente ajustado a la energía disipada por el sistema, caracterizada por el punto de desempeño ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$) escogido sobre el Espectro de Capacidad; y donde las aceleraciones resultantes se denotarán como $(S_a)_{\beta_e M}$ y al Espectro de Demanda Reducido de esta forma se denominará como “MADRS” (siglas en inglés que significan “*Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado*”).

$$(S_a)_M = M(S_a)_{\beta_e} \quad (\text{Ec. 17.18})$$

$$M_{(i)} = \left(\frac{T_e}{T_{\text{sec}}} \right)^2 \quad (\text{Ec. 17.18.1})$$

El punto de intersección entre el período secante ($T_{sec(i)}$) y el Espectro MADRS, representa el máximo desplazamiento que debe desarrollar la estructura para dicho Espectro de Demanda Reducido, considerando la energía disipada del sistema no lineal; dependiendo esta última de la ductilidad ($\mu_{(i)}$) que puede desarrollar el sistema no lineal, según el punto de desempeño ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$) considerado sobre la Curva de Capacidad. Este punto sobre el espectro MADRS se denotará como ($S_{a(i)}$, $S_{d(i)}$).

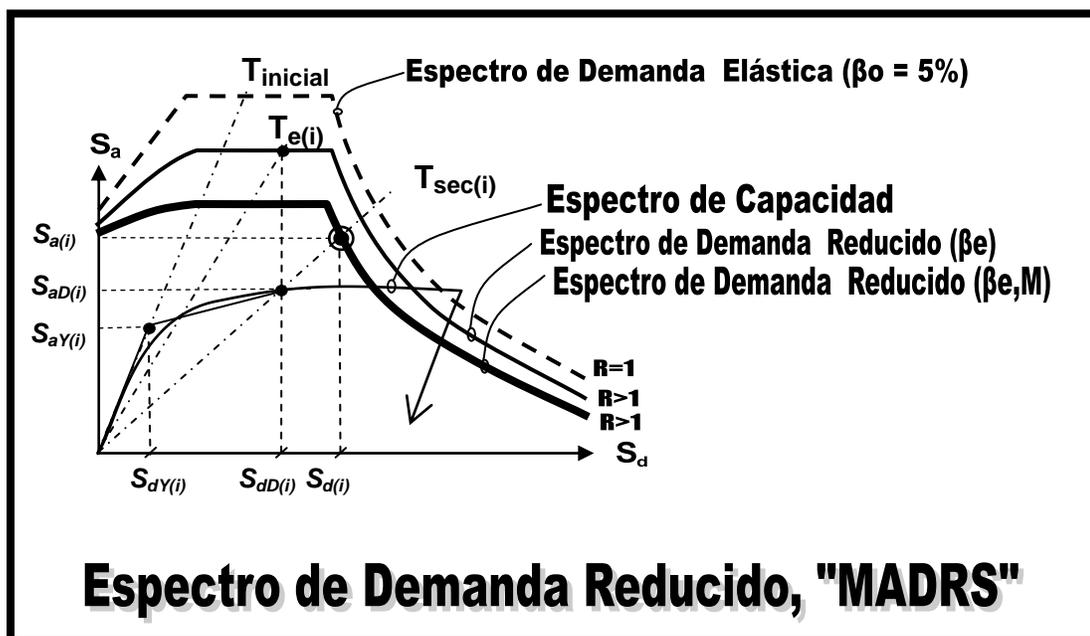


Figura 120. Reducción del Espectro de Demanda Elástica a un Espectro de Demanda Reducido "MADRS".

De coincidir el punto de intersección del período radial ($T_{sec(i)}$) y el MADRS con el punto de desempeño asumido ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$), se habrá obtenido el punto de desempeño real del modelo no lineal de la edificación. Sin embargo, usualmente esto no ocurre.

En pocas palabras, para la ubicación del Punto de Desempeño se deben satisfacer las siguientes dos relaciones:

- 1) el punto debe estar sobre la curva del espectro de capacidad para representar la estructura a un desplazamiento dado, y
- 2) el punto debe estar sobre la curva del espectro de demanda elástico reducido (del espectro de diseño con 5% de amortiguamiento), que representa la demanda no lineal para el mismo desplazamiento estructural.

Ahora bien, como es evidente, el cálculo de la solución del desplazamiento máximo que usa la linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento de solución iterativo variando el punto de desempeño asumido ($S_{aD(i)}$, $S_{dD(i)}$); lo que se traduce simplemente en la variación de la demanda de ductilidad ($\mu_{(i)}$) para obtener múltiples espectros MADRS y sus correspondientes puntos de intersección ($S_{a(i)}$, $S_{d(i)}$) con respectivos períodos secantes ($T_{sec(i)}$).

El incremento y disminución de la ductilidad ($\mu_{(i)}$), implica necesariamente recalcular cada vez los factores ($\alpha_{(i)}$, $\beta_{e(i)}$, $T_{e(i)}$, $T_{sec(i)}$, $B_{(i)}$, $M_{(i)}$).

La unión de todos los puntos ($S_{a(i)}$, $S_{d(i)}$) obtenidos representa el lugar geométrico de la solución buscada para el punto de desempeño (ver Figura 121); por lo que en consecuencia, la intersección de este lugar geométrico con el Espectro de Capacidad representará la solución del punto de desempeño real del modelo no lineal de la edificación (S_{aD} , S_{dD}) y el punto de cedencia idealizado (S_{aY} , S_{dY}). En el caso dado que este lugar geométrico no intersekte al Espectro de Capacidad, ello implicaría la posibilidad de inestabilidad del sistema estructural.

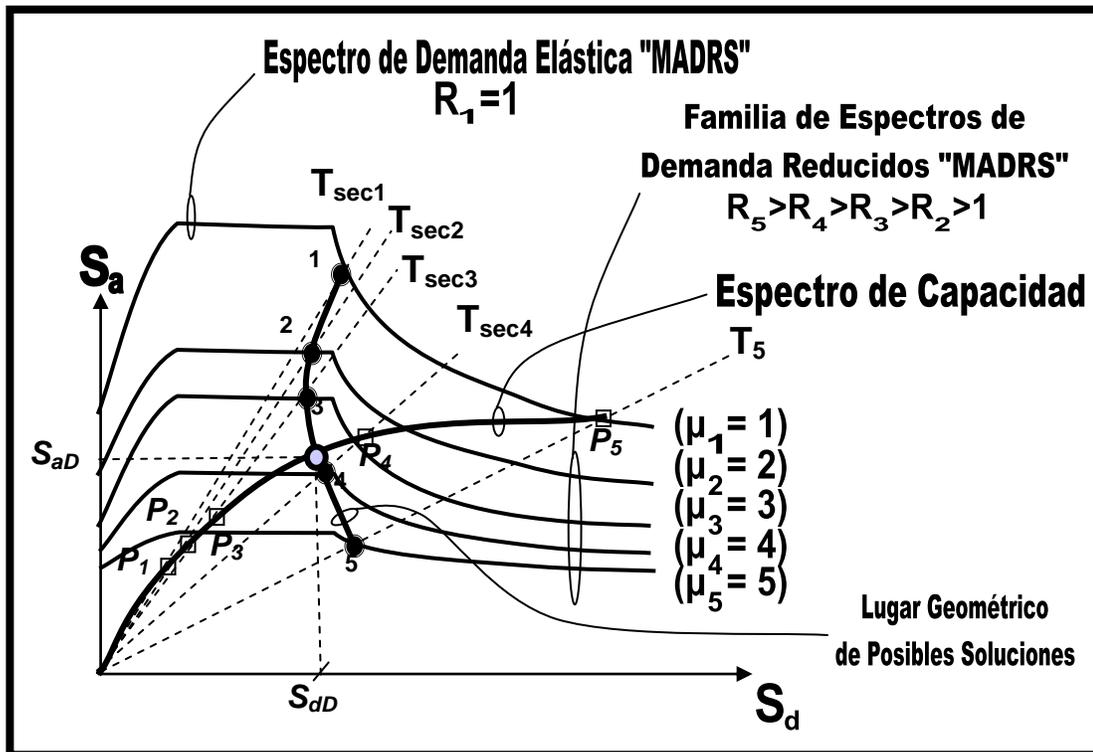


Figura 121. Lugar geométrico de posibles soluciones según la Familia de Espectros de Demanda Reducidos "MADRS", y obtención del "Punto de Desempeño" (círculo pequeño, relleno en color gris claro). Ajustado a la figura 6-10. *Locus of possible performance points using MADRS*, del documento titulado *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440, p. 6-9, (ATC, 2005).

II.19.3.3 Factor de Reducción Equivalente R. Reducción de la Demanda Sísmica según COVENIN-MINDUR 1756:2001, partiendo de los resultados según FEMA 440.

A pesar de que en las figuras ilustrativas de la anterior Sección II.19.3.2 (Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad), donde aparecen Espectros de Demanda, se han indicado diversos factores R (Factores de Reducción R de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001), en ningún momento se ha hecho referencia a la forma de obtener el valor de dichos factores. Más aún, en las figuras antes mencionadas, realmente la ordenada del espectro para $T=0$ realmente no permanece fija, sino que disminuye en proporción a la reducción del espectro. Algunas consideraciones respecto a esto último se exponen más adelante.

Como ya se ha expuesto en el presente trabajo, la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 se enfoca principalmente en el diseño de estructuras y no en la evaluación de una edificación, por lo que los Espectros de Demanda Sísmica son referidos en dicha norma simplemente como Espectros de Diseño. De aquí se desprende que el Factor de Reducción R empleado para reducir el Espectro de Demanda o Respuesta Sísmica, con un amortiguamiento referido al crítico del 5% ($\beta_0=5\%$), debe ser seleccionado tomando en cuenta el cumplimiento cabal de los requisitos del Nivel de Diseño (ND1, ND2 ó ND3) que le corresponde por norma la edificación dependiendo de la Amenaza Sísmica, el perfil del suelo, el uso, el tipo de estructura y la regularidad que presente. Además, los Espectros de Diseño la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 consideran únicamente un amortiguamiento referido al crítico sólo del 5% ($\beta_0=5\%$); relegándose al Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 la consideración de amortiguamientos superiores al 5%, según la siguiente expresión:

$$\beta_{(\xi)} = \frac{\beta_{(5\%)}}{2.3} [0.0853 - 0.739 \text{LN}(\xi)] \quad (\text{Ec. 17.19})$$

donde:

$\beta_{(5\%)}$: factor de magnificación promedio de la tabla 13 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001.

ξ : término equivalente a β_e , y es expresado en decimales.

El factor de magnificación promedio $\beta_{(5\%)}$ empleado en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, es una función del amortiguamiento inicial referido al crítico ($\beta_0=0.05$); por lo que no debe confundirse con éste.

Aún cuando se asuman como equivalentes el amortiguamiento (ξ) de COVENIN-MINDUR 1756:2001 con el amortiguamiento (β_e) de FEMA 440, la Ecuación 17.19 no permitirá estimar por completo la reducción del Espectro Elástico (demanda) considerada para el punto de desempeño hallado según FEMA 440; dado que es necesario considerar además la ductilidad y sobrerresistencia que es capaz de desarrollar la estructura para dicha demanda en particular.

Ahora bien, de la Ecuación 17.14, Ecuación 17.14.1 y Ecuación 17.18 de la anterior Sección II.19.3.2, se tiene lo siguiente:

$$(S_a)_M = M(S_a)_{\beta_e} = \frac{M}{B} (S_a)_{\beta_0} = \frac{M[5.6 - \text{LN}(\beta_e)]}{4} (S_a)_{\beta_0} \quad (\text{Ec. 17.20})$$

Si se considera un amortiguamiento inicial referido al crítico del 5% ($\beta_0=0.05$), mínimo de 50 años de vida útil de las edificaciones y sismos con una probabilidad de excedencia del 10% y un período de retorno de 475 años; entonces en la Ecuación 17.20, el término correspondiente a la aceleración del Espectro Elástico $(S_a)_{\beta_0}$, es equivalente al término de la aceleración espectral A_d de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, considerando un Factor de Reducción $R=1$. Lo anterior puede expresarse de la siguiente manera:

$$(S_a)_{\beta_0=5\%} = A_{d(R=1)} \quad (\text{Ec. 17.21})$$

Adicionalmente, es importante destacar que básicamente la reducción el Espectro Elástico por medio del Procedimiento C de FEMA 440 difiere del procedimiento empleado por la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001 en algunos aspectos; los cuales serán discutidos seguidamente.

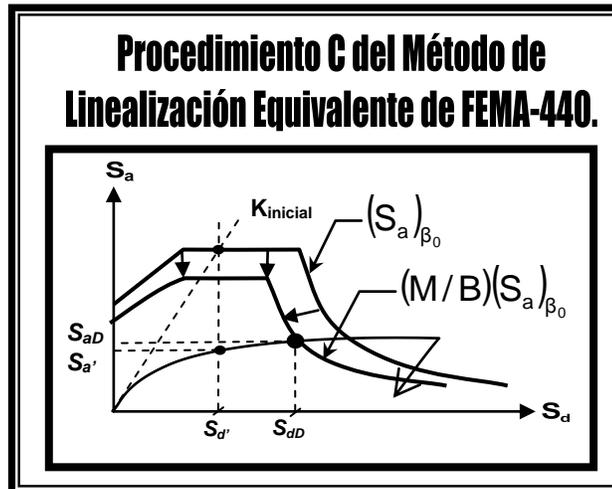


Figura 122. Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440.

En FEMA 440 se asume un *factor de reducción uniforme* (M/B) para todo el Espectro Elástico (ver Figura 122), *restándole importancia a las variaciones en la respuesta* de las estructuras de considerar el tramo del espectro donde varían tanto las velocidades como las aceleraciones ($T < T^+$) (zona con entramado de líneas diagonales en la Figura 123); y en consecuencia, FEMA 440 permite que *la ordenada del espectro para $T=0$ realmente no permanece fija*, como ya se ha mencionado.

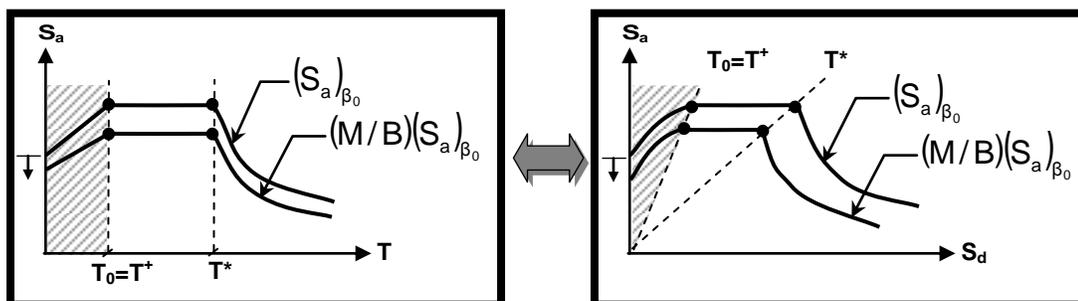


Figura 123. Reducción uniforme de todo el Espectro Elástico mediante un factor (M/B), según FEMA 440.

Esto obedece principalmente a que en algunas normas extranjeras se omite deliberadamente este rango de períodos ($T < T^*$). Por ejemplo, en *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures. 1997 Edition. Part 1: Provisions. FEMA 302*, (BSSC, 1997a), y en *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures. 1997 Edition. Part 2: Commentary. FEMA 303*, (BSSC, 1997b), se distinguen básicamente dos tipos de Espectros de Demanda o Respuesta Sísmica: unos “Probabilísticos” y otros llamados “Determinísticos”. Los Espectros “Determinísticos” se aplican fundamentalmente para aquellas edificaciones que están muy próximas a fallas activas de gran amenaza sísmica (aceleración máxima $(S_a)_{\beta_0} > 1.5g$, y $(S_a)_{\beta_0} > 0.6g$ para $T=1\text{seg}$), y los cuales pueden representarse de forma equivalente por Espectros “Probabilísticos” usuales, pero asumiendo una probabilidad de excedencia de 50 años. Para estos casos se considera como *conservador* representar dichos espectros con una *aceleración máxima constante en el rango* ($0 \leq T \leq T^*$).

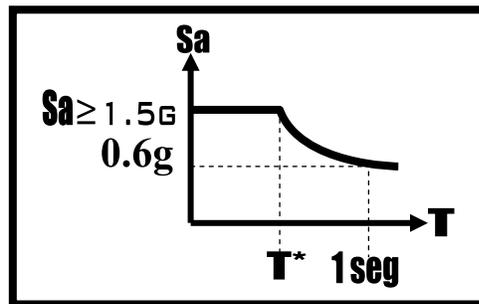


Figura 124. Espectros “Determinísticos”, según lo especificado en *FEMA 302* y *FEMA 303*.

En el Comentario C-9.4.5 de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, se señala que en *edificaciones de varios pisos*, aquellos *modos cuyos períodos propios sean menores que 0.1seg*, generalmente sólo tienen *contribución limitada en la respuesta*. En particular, el período de 0.1seg

representa el menor valor que puede adoptarse de T^+ por norma ($T^+_{\min}=0.1\text{seg}$).

En FEMA 356 se señala que para determinar las aceleraciones del Espectro de Respuesta, considerando las *variaciones de velocidad y aceleración espectral*, se deberá *recurrir a un análisis de tipo dinámico y solamente para modos distintos al fundamental*.

El Título A-Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Segunda Actualización, Norma NSR-10, se señala en la sub-sección A.2.6.1- *Espectro de aceleraciones*, se expresa lo mismo que FEMA 356 indicado anteriormente; sin embargo, en la sub-sección A.2.9.4- *Empleo del coeficiente de disipación de energía*, R , (*op. cit.*), se añade que los espectros que consideran *variaciones de velocidad y aceleración espectral*, entre el período cero y el fundamental (T_0), constituyen *espectros de microzonificación sísmica que tienden a la aceleración del terreno* cuando el período de vibración tiende a cero. Ciertamente esto es lo que considera la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, ya que para ($T=0$) se tiene que $S_a=\phi A_0$, si no se incrementa por consideraciones de uso de la edificación ($\alpha=1$).

Cuando en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 se considera un Factor de Reducción (R) mayor que el Factor de Magnificación promedio ($\beta_{5\%}$); es decir ($R > \beta_{5\%}$), ocurre que las aceleraciones para períodos en el rango ($T < T^+$), son superiores a las aceleraciones constantes del rango ($T^+ \leq T \leq T^*$). Esto significa que puede no ser conservador el ignorar este incremento en las aceleraciones para períodos cortos ($T < T^+$). Más aún, la reducción del Espectro Elástico en el procedimiento de *FEMA 440*, *no considera un posible incremento del período característico de variación de respuesta dúctil (T^+) respecto a T_0* ; es decir, ($T_0 \leq T^+ \leq 0.4$), tal y como se indica en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001. Este incremento en el período T^+ ocurre cuando se verifica que ($R > 1 + 1.25T^*$). Además, en la COVENIN-MINDUR 1756-2001, *la ordenada del espectro para $T=0$ permanece fija*.

Las Figura 125 y Figura 126, representan dos casos generalizados de reducción del Espectro Elástico por medio de las expresiones de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001. En dichas figuras, la zona con entramado de líneas diagonales representa la zona a la que se le resta importancia en el método de FEMA 440, la zona oscurecida en gris representa el posible incremento del período característico de variación de respuesta dúctil (T^+) respecto al período T_0 (incremento que no es considerado en el Procedimiento C de FEMA 440). En la Figura 126, la zona oscurecida en gris más entramado de líneas diagonales representa el conjunto de aceleraciones espectrales reducidas en el rango ($T < T^+$), que son superiores a las aceleraciones espectrales constantes en el rango ($T^+ \leq T \leq T^*$).

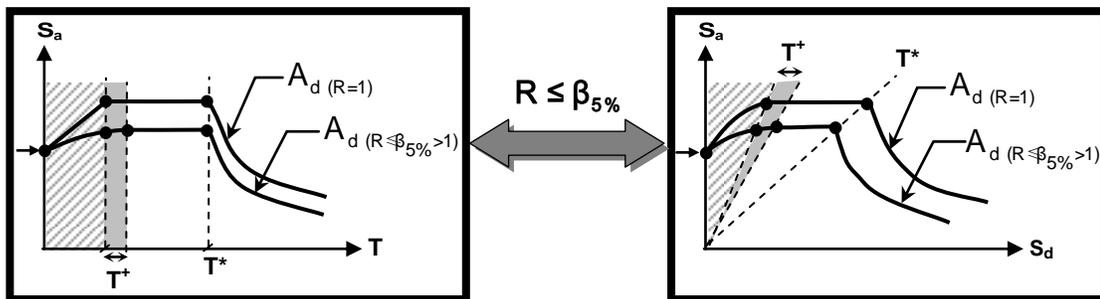


Figura 125. Espectros Reducidos para ($R \leq \beta_{5\%}$) según COVENIN-MINDUR 1756:2001.

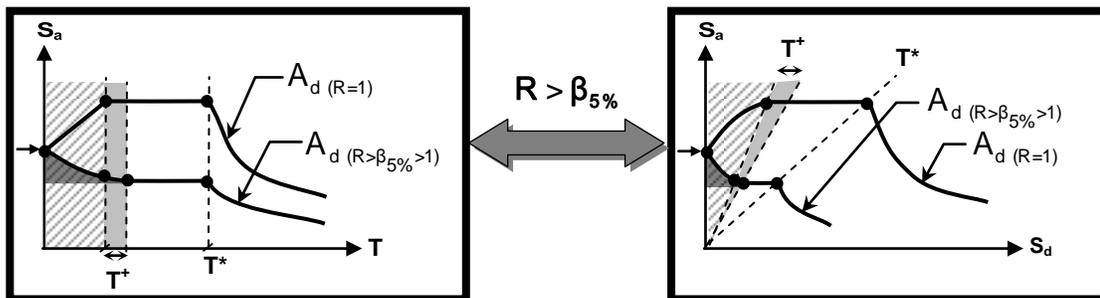


Figura 126. Espectros Reducidos para ($R > \beta_{5\%}$) según COVENIN-MINDUR 1756:2001.

Para ilustrar mejor este hecho, la Figura 127 muestra 2 gráficos donde se representan una serie de continuas reducciones $R=(1, 1.25, 1.5, 2, 2.5,$

2.6, 3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5 y 6) de un Espectro de Respuesta Elástica en el formato usual (S_a-T), de acuerdo a la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 (gráfico de la izquierda) y el Procedimiento C de FEMA 440 (gráfico de la derecha), respectivamente. En ambos casos se consideró en particular una Demanda Sísmica representativa de una Zona Sísmica 7, Forma Espectral S2, Factor de Modificación de la Forma Espectral ($\phi=0.9$), Factor de Magnificación ($\beta_{5\%}=2.6$), y una estructura Tipo I del Grupo A. La línea más gruesa representa el lugar geométrico de los períodos T^+ , se son obtenidos según COVENIN-MINDUR 1756:2001 en cada una de las sucesivas reducciones del espectro elástico. Puede observarse en el gráfico según COVENIN-MINDUR 1756:2001 (gráfico de la izquierda), que cuando el factor de reducción R es igual al Factor de Magnificación promedio $\beta_{5\%}$, ($R = \beta_{5\%}$), y se consideran períodos menores a T^+ , las aceleraciones permanecen constante e iguales a las aceleraciones en el rango de períodos ($T^+ \leq T \leq T^*$).

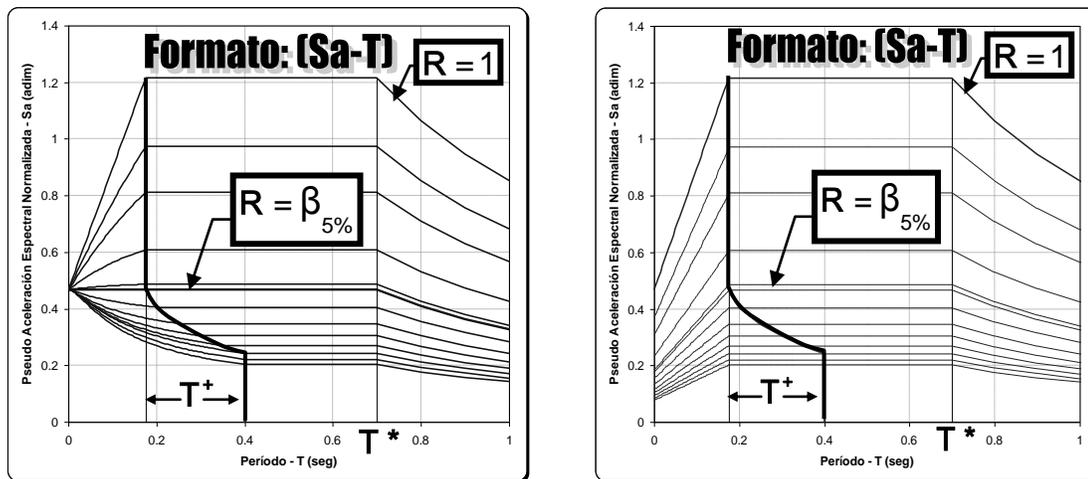


Figura 127. Continuas reducciones de un Espectro Elástico particular, según COVENIN-MINDUR 1756-2001 y según el Procedimiento C de FEMA 440, (gráfico de la izquierda y derecha, respectivamente). La línea más gruesa representa el lugar geométrico de los períodos T^+ , obtenidos según COVENIN-MINDUR 1756-2001.

En el gráfico de la izquierda en la Figura 128, se muestran solapadas las dos gráficas de la Figura 127. Como puede observarse, para períodos

menores a T^+ (la línea más gruesa es el lugar geométrico donde para cada espectro se cumple que $T < T^+$), la reducción de un Espectro de Respuesta Elástica mediante el Procedimiento C de FEMA 440 conduce a aceleraciones inferiores a las obtenidas según COVENIN-MINDUR 1756:2001. En razón a lo anterior, de querer ajustarse a los criterios de la norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756:2001, al emplear el Procedimiento C de FEMA 440 para estimar el desempeño que tiene una estructura bajo una cierta amenaza sísmica; se deberán descartar aquellas soluciones que se obtengan para períodos menores a T^+ (zona oscurecida en gris en la gráfica de la derecha de la Figura 128, $T < T^+$).

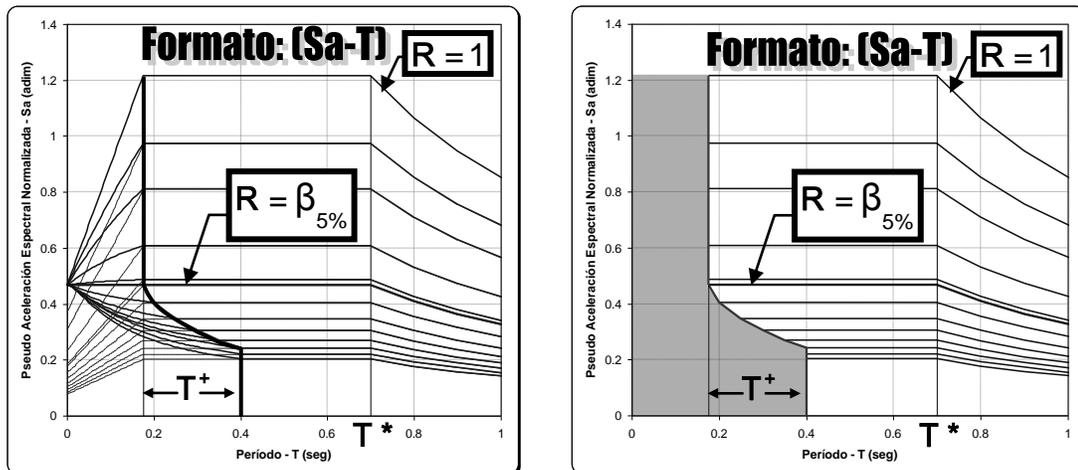


Figura 128. Reducción de un Espectro Elástico por medio del Procedimiento C de FEMA 440 vs. COVENIN-MINDUR 1756:2001. Los espectros de FEMA 440 presentan ordenadas decrecientes en $T=0$, y los espectros de COVENIN-MINDUR 1756:2001 presentan una ordenada fija en $T=0$. Zona oscurecida en gris es donde los períodos son inferiores a T^+ .

La Figura 129 muestra el mismo caso representado en el gráfico de la derecha de la Figura 128, pero en el formato (S_a-S_d) . El gráfico de la derecha en la Figura 129, no es más que un acercamiento de contiguo gráfico de la izquierda; lo cual permite detallar mejor la zona donde los períodos son inferiores a T^+ (zona oscurecida en gris).

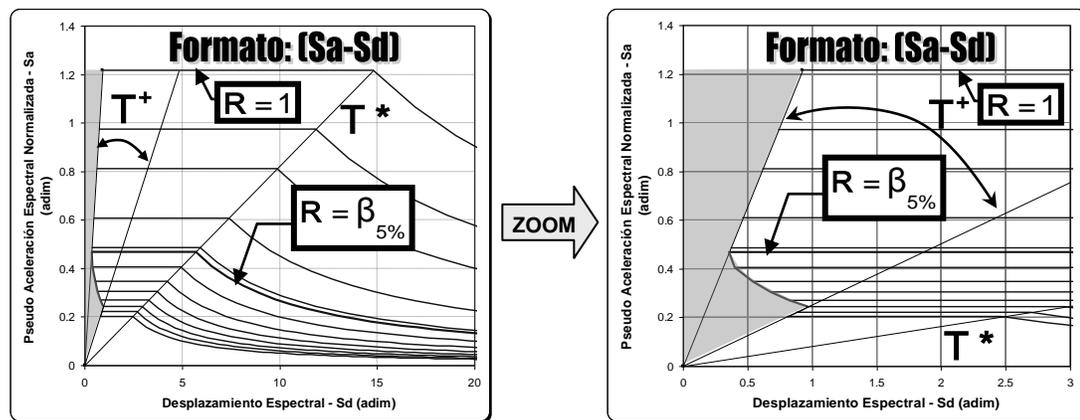


Figura 129. La reducción de un Espectro Elástico (en formato Sa-Sd) por medio del Procedimiento C de FEMA 440, subestima las aceleraciones respectivas obtenidas según COVENIN-MINDUR 1756:2001, cuando se consideran períodos inferiores a T^+ (zona oscurecida en gris).

Adicionalmente, de lo expuesto en FEMA 356, se desprende que en el rango ($T < T^+$), el Procedimiento C de FEMA 440 deja de ser conservador y se deberá recurrir a un análisis dinámico, a fin de considerar los efectos particulares de las aceleraciones para estos períodos sobre la respuesta de la edificación.

En consecuencia, de obtenerse un punto de desempeño, de acuerdo al Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente de FEMA 440, y el período secante sea menor que el período característico de variación dúctil según COVENIN-MINDUR 1756:2001 ($T_{sec} < T^+$), donde T^+ corresponde al Espectro Reducido; en el presente trabajo se deberá descartar dicho punto de desempeño como posible solución.

Por otro lado, si se considera ahora sólo el rango de períodos ($T \geq T^+$), y se comparan las expresiones empleadas por la norma COVENINMINDUR 1756:2001 (Ecuación 12.3.2 y Ecuación 12.3.3) con las respectivas de FEMA 440 (Ecuación 17.20 y Ecuación 17.21), para reducir el Espectro Elástico, puede verificarse que:

$$R = \frac{4}{M[5.6 - \text{LN}(\beta_e)]} \quad \text{para } (T \geq T^+) \quad (\text{Ec. 17.22})$$

El Factor de Reducción R obtenido mediante la Ecuación 17.22, depende del Factor de Modificación (M) y del Amortiguamiento efectivo (β_e) obtenidos de los AENL, considerando el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440.

El Factor de Reducción R obtenido mediante la Ecuación 17.22, se denominará en el presente trabajo como *Factor de Reducción Equivalente (R)*. Se espera en el presente trabajo de investigación, que este Factor de Reducción Equivalente R permita estimar con algo más de certeza, cuál es la ductilidad y sobrerresistencia (en cada dirección analizada) que caracterizan a una edificación existente; dependiendo a su vez de la Amenaza Sísmica considerada; sin tener la necesidad de modificar el Factor de Magnificación promedio (β) de COVENIN-MINDUR 1756-2001 mediante la Ecuación 17.19.

Cabe destacar que el Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440 puede tener múltiples soluciones, y generalmente no puede representar con exactitud los cambios de la respuesta dinámica, en cuanto a la degradación en la rigidez la estructura como en la representación de los efectos de modos más altos. Sin embargo, el Factor de Reducción Equivalente R representa una mejor alternativa que la de seleccionar un Factor de Reducción R, según el tipo de sistema estructural que caracteriza la edificación (Tipo I,II,III ó IV), el uso de ésta y el cumplimiento del Nivel de Diseño requerido.

En definitiva en el presente trabajo, para cada modelo matemático se podrá recurrir previamente a un AENL aplicando el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440 (Sección II.19.3.2), con lo que se obtienen diversos Factores de Reducción Equivalente R según la Ecuación 17.23, y los cuales se podrán asumir como representativos de cada dirección analizada y la Amenaza

Sísmica considerada; para posteriormente efectuar los respectivos Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel (Sección II.19.2) a que hubieren lugar, y verificarse finalmente el cumplimiento de los requisitos sismorresistentes de las normas COVENIN 1756-2001 y COVENIN 1618-1998.

. *Factor de Reducción Equivalente (R):*

$$R = \frac{4}{M[5.6 - \text{LN}(\beta_e)]} \quad \text{para } (T_{\text{sec}} \geq T^+) \text{ y } \beta_e \text{ expresado en \%}. \quad (\text{Ec. 17.23})$$

Se descartará cualquier punto de desempeño obtenido del Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440 si se verifica lo siguiente, luego de calcular el período T^+ considerando el Factor de Reducción Equivalente obtenido:

Si $(T_{\text{sec}} < T^+)$; entonces, descartar punto de desempeño de FEMA 440.

II.20 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO. (COMBINACIÓN DE CARGAS). COVENIN-MINDUR 1618:1998.

Las solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones, se determinarán de la hipótesis de solicitaciones que produzca el efecto más desfavorable.

$1.4CP$	(Comb.18.1)
$1.2CP + 1.6CV + 0.5CV_t$	(Comb.18.2)
$1.2CP + 1.6CV_t + (0.5CV \text{ o } 0.8W)$	(Comb.18.3)
$1.2CP + 1.3W + 0.5CV + 0.5CV_t$	(Comb.18.4)
$0.9CP \pm 1.3W$	(Comb.18.5)
$1.2CP + \gamma CV \pm S$	(Comb.18.6)
$0.9CP \pm S$	(Comb.18.7)

En la Combinación 18.6 y la Combinación 18.9, el factor γ corresponde al porcentaje de la acción variable de servicio con el cual se ha calculado el peso total de la edificación (W) en Ecuación 12.4. Sin embargo, el factor de mayoración de la Carga Variable CV en la Combinación 18.3, 18.4, Combinación 18.6 y Combinación 18.9 será igual a 1.0 en los garajes, las áreas destinadas a concentraciones públicas, y en todas aquellas áreas donde la carga variable sea mayor que 500 kgf/m^2 o en todos los casos en

que el porcentaje de las acciones variables sea mayor del 25%, de igual manera a como se establece para la mencionada Ecuación 12.4.

En las combinaciones anteriores, se considerarán las siguientes acciones:

CP: Acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura de acero y de todos los materiales que estén permanentemente unidos o soportados por ella, así como de otras cargas o deformaciones de carácter invariable en el tiempo. Están definidas en el Capítulo 4 de la norma COVENIN–MINDUR 2002:1998.

CV: Acciones variables debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo las cargas debidas a objetos móviles y el equipamiento que puede cambiar de sitio. Están definidas en el Capítulo 5 de la norma COVENIN–MINDUR 2002-1998 y su Comentario.

CV_t: Acciones variables en techos y cubiertas, definidas la sección 5.2.4 de la norma COVENIN–MINDUR 2002-1998.

W: Acciones accidentales debidas al viento, según la norma COVENIN–MINDUR 2003-1986.

S: Acciones accidentales debidas al sismo.

Se considerarán las acciones accidentales debidas al sismo, S, como la suma del efecto de las componentes sísmicas horizontales combinadas (S_H) más un 30% de los efectos alternantes de la componente sísmica vertical (S_z=±2/3αφβA₀CP), como se indica a continuación:

$$S = S_H \pm 0.3S_z = S_H \pm (0.2\alpha\phi\beta A_0)CP. \quad (\text{Ec.18.8})$$

Sin embargo, como se expresa en el Comentario C-8.6 de la norma COVENIN–MINDUR 1756:2001, en las combinaciones con ± S (Ecuación 18.6 y Ecuación 18.7), este término se convierte en ±SH y los factores 1.2 y 0.9 en (1.2+0.2αφβA₀) y (0.9-0.2αφβA₀). Las Combinaciones anteriores estiman la demanda a compresión y a tracción de las columnas

respectivamente. Por lo tanto, la Ecuación 18.6 y la Ecuación 18.7 pueden expresarse como:

$$(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP + \gamma CV \pm S_H \quad (\text{Comb.18.6.1})$$

$$(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H \quad (\text{Comb.18.7.1})$$

La acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales en los miembros (S_H), debe considerar que cada sollicitación debida a una componente sísmica horizontal, incluidos los efectos de la torsión accidental, se combine con la misma sollicitación debida a la componente sísmica ortogonal, de acuerdo con uno de los criterios de combinación siguientes:

- i) La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las sollicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo (SRSS por sus siglas en inglés); y donde ambas componentes ortogonales se tomarán de igual intensidad.
- ii) El valor absoluto de las sollicitaciones debidas a sismo en una dirección más 0.30 del valor absoluto de las sollicitaciones debidas a sismo en la dirección ortogonal, y viceversa; y donde ambas componentes ortogonales se tomarán de igual intensidad.
- iii) Opcionalmente, se puede utilizar el criterio CQC3, descrito en la literatura técnica, la cual considera todas las posibles direcciones de las componentes sísmicas horizontales junto con la relación de intensidades entre ellas e incorpora la dirección más desfavorable del movimiento sísmico; y donde se utilizará una relación de intensidades no menor que 0.7. En particular, la Combinación Cuadrática Completa (CQC por sus siglas en inglés) es una técnica de combinación modal que toma en cuenta el amortiguamiento modal; sin embargo, si se considera un amortiguamiento igual a cero, esta técnica resulta ser igual a la mencionada anteriormente en el ítem i (SRSS).

Como requisito sismorresistente adicional se asumen solicitaciones mayoradas calculadas con la Combinación 18.9 y la Combinación 18.10 considerando un factor de sobrerresistencia del sistema estructural, Ω_o , tomando en cuenta la *sobrerresistencia* inherente al Tipo del sistema estructural, y las cuales pretenden *suministrar una aproximación al efecto vertical del sismo*. Los miembros sometidos a estas solicitaciones y en los cuales se espere incursiones inelásticas deben cumplir con lo dispuesto en la Sección II.13. La Combinación 18.9 está relacionada la demanda mínima a compresión de la columna y la Combinación 18.10 con la demanda mínima a tracción. Cuando se desee determinar las solicitaciones derivadas de la Combinación 18.9 y la Combinación 18.10, que incluyen el término $\Omega_o S_H$, no será necesario incluir los efectos ortogonales de las componentes sísmicas.

$$1.2CP + \gamma CV \pm \Omega_o S_H \quad (\text{Comb.18.9})$$

$$0.9CP \pm \Omega_o S_H \quad (\text{Comb.18.10})$$

donde:

$$\Omega_o=3 \quad (\text{para todos los sistemas aporticados})$$

$$\Omega_o=2.5 \quad (\text{para pórticos con diagonales excéntricas y sistemas con muros estructurales})$$

La Combinación 18.9 y la Combinación 18.10 básicamente deben ser consideradas cuando en general se satisface un Nivel de Diseño ND3 (Sección 11.4 de COVENIN–MINDUR 1618:1998); ó en particular, para pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero – concreto, y vigas de acero estructural o mixtas acero concreto con Nivel de Diseño ND2 (Sección 25.2 de COVENIN–MINDUR 1618:1998), para pórticos de acero con diagonales concéntricas con Nivel de Diseño ND1 (Sección 12.2 de COVENIN–MINDUR 1618:1998), y para empalmes (Sección 21.7 de COVENIN–MINDUR 1618:1998).

Cabe destacar que las fuerzas horizontales debidas a vientos pueden llegar superar a aquellas debidas a sismos en aquellas zonas de baja amenaza sísmica (Zonas Sísmicas 0, 1 y 2), tal y como se señala en el Comentario de la norma COVENIN–MINDUR 1756:2001, en su sección C-7.1. Adicionalmente, la norma COVENIN–MINDUR 2003:1986, en su sección 3.2, señala que generalmente no es necesario considerar de manera simultánea la acción del sismo y del viento.

II.21 DERIVAS Y EFECTOS P- δ y P- Δ

El desplazamiento lateral total (Δ_i) del nivel i , producto de la ejecución del análisis dinámico lineal (ADL) presentado en la sección II.19.2, se calculará como

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei} \quad (\text{Ec.18.2})$$

donde:

R: Factor de reducción, determinado según la sección II.17

Δ_{ei} : Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta, y los efectos P- δ y P- Δ .

Según se expone en el Comentario de la norma COVENIN–MINDUR 1756-2001, los desplazamientos elásticos por nivel (Δ_{ei}) se “*mayoran*” por $0.8R$, pretendiendo reconocer la capacidad de deformación inelástica que se asumió inicialmente puede desarrollar la estructura con la aplicación del factor de reducción (R) al espectro sísmico, de acuerdo al cumplimiento del nivel de diseño considerado. Con el factor 0.8 se acepta que parte de la reducción, en término medio un 20%, son efectos de sobrerresistencia, suponiendo un valor uniforme de sobrerresistencia global igual a 1.25 . La aplicación de esta relación pretende estimar los desplazamientos inelásticos.

Sin embargo, al considerar el análisis estático no lineal (AENL) “*Pushover*”, presentado en la Sección II.19.3, el desplazamiento lateral total (Δ_i) del nivel i , ya considera la posible deformación inelástica y efectos de sobrerresistencia de la estructura; por lo que no es necesario aplicar el factor de reducción R ni el 0.8 de sobrerresistencia. Cabe recordar que en la Sección II.11 se asumieron todos los factores de minoración iguales a la unidad ($\Phi=1$).

La diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos representa la deriva del nivel, $\bar{\delta}_i$, y se expresa como:

$$\bar{\delta}_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec.18.3})$$

La deriva relativa a la separación entre dos niveles consecutivos ($h_i - h_{i-1}$), se determinará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez mediante la expresión:

$$\frac{\bar{\delta}_i}{h_i - h_{i-1}} \quad (\text{Ec.18.4})$$

Los valores obtenidos con la aplicación de la Ecuación 18.4, tanto para el ADL de la Sección II.19.2 como para el AENL de la Sección II.19.3, no deben exceder en ningún nivel, a los valores presentados en la Tabla 39.

Tabla 39

Valores límites para las derivas. Fuente: tabla 16.1, COVENIN–MINDUR 1756:2001.

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

De acuerdo con el Comentario de la norma COVENIN–MINDUR 1756:2001, los valores límites de la Tabla 39, toman en cuenta el control de los desplazamientos, tanto para la protección de vidas, como para el control de daños; además de minimizar la posibilidad de que se excedan las capacidades de deformación inelástica de los miembros, asociadas al detallado usual de refuerzos.

Se tomarán en cuenta los efectos P- δ y P- Δ cuando en cualquier nivel el coeficiente de estabilidad θ_i , dado en la Ecuación 18.5 exceda el valor 0.08:

$$\theta_i = \left(\frac{\delta_{ei}}{h_i - h_{i-1}} \right) \frac{\sum_{j=i}^N W_j}{V_i} \quad (\text{Ec.18.5})$$

donde:

- δ_{ei} : Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, en sus correspondientes centros de masa.
- W_j : Peso del nivel j de la edificación (Ecuación 12.4).
- V_i : Cortante de diseño en el nivel i.
- h_j : Altura del nivel i.

En el caso de tenerse que considerar los efectos P- δ y P- Δ en procedimientos de análisis elástico lineal, se admite como procedimiento sencillo, el de mayorar las derivas de cada entrepiso (i) y las fuerzas cortantes del mismo (no el desplazamiento total o la fuerza lateral) por el factor:

$$\frac{1}{1 - \theta_i} \quad (\text{Ec.18.6})$$

La estructura deberá ser redimensionada cuando en algún nivel, el valor θ_i exceda $\theta_{\text{máx}}$ dado por la expresión:

$$\theta_{\text{máx}} = \frac{0.625}{R} \leq 0.25 \quad (\text{Ec.18.7})$$

Para procedimientos de análisis no lineales, los efectos de segundo orden deberán ser considerados directamente en el análisis; la rigidez geométrica de todos los elementos y componentes sujetos a fuerzas axiales deberá ser incluida en el modelo matemático.

II.22 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Se consideran como elementos no estructurales a todos aquellos componentes que usualmente no se incluyen en el cálculo del sistema sismorresistente y de soporte de cargas gravitatorias en la estructura de una edificación.

Los elementos no estructurales tipo muebles, es decir, que pueden ser trasladados de un lugar a otro sin detrimento de su naturaleza tales como: ventanas, puertas, lámparas, ornamentos, estantes, bibliotecas, mesas, televisores, repisas, envases, herramientas, sillas, materos, juguetes, ollas, carteleras, pizarras, extintores, radios, cuadros, ventiladores, entre muchos otros, pueden ocasionar lesiones a las personas de no considerarse la posibilidad de desprendimiento o volcamiento de los mismos como consecuencia de los efectos dinámicos debidos a sismos.

Así mismo, elementos no estructurales representados por los equipos y tuberías de sistemas de servicios unidos o no a la estructura, pueden implicar alguna amenaza a la integridad física de las personas ante la ocurrencia de un sismo, y que además pueden ser considerados como vitales o esenciales para la operatividad o funcionabilidad de la edificación según su uso; tal es el caso de edificaciones del Grupo A como hospitales.

Otros elementos no estructurales de tipo arquitectónico tales como: pisos, techos, escaleras, apéndices, tabiques y paredes de mampostería, pueden presentar una interacción con los miembros de la estructura resistente a sismos, modificando la respuesta dinámica de esta, en cuyo caso se pueden considerar estos como *elementos no intencionalmente estructurales*. Debido a esto conviene considerar un modelo adecuado para su análisis. En este sentido, reviste gran importancia los efectos sísmicos entre los componentes interrelacionados, si se considera que la falla de uno de ellos puede ocasionar la falla de los demás.

La existencia de paredes de mampostería provee usualmente suficiente rigidez lateral para evitar los desplazamientos laterales de los pórticos de las edificaciones.

Los efectos desfavorables de la mampostería no estructura confinada entre pórticos se incorporan en el análisis mediante la reducción de R a un 75%. Esta reducción queda representada en la Tabla 39, al considerar que los elementos no estructurares son susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura.

II.23 MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL.

II.23.1 Generalidades sobre la Mampostería No Estructural.

Según la *Terminología de las normas COVENIN-MINDUR de edificaciones*, Norma COVENIN-MINDUR 2004-1998, 1998, diciembre 9, se define mampostería como: “Construcción realizada con elementos de piedra, ladrillo de arcilla, bloques huecos de arcilla o concreto, cerámica, etc., habitualmente puestos con las manos y unidos con mortero”.

Para efectos del presente trabajo, se considera mampostería no estructural o no reforzada a la unión de bloques o ladrillos, de arcilla o de concreto, por medio de mortero para conformar sistemas monolíticos tipo tabiquería, cuya función básica es la de cerramientos o rellenos carentes de refuerzo metálico; en pocas palabras, funcionan como paneles de relleno. Por este motivo, en muchas ocasiones se subestiman sus efectos sobre el comportamiento dinámico de las edificaciones, lo que a la postre implica que no se considere que formen parte del sistema resistente a cargas sísmicas, además de las cargas gravitatorias.

En lo sucesivo, en el presente trabajo, la mampostería no estructural, o no reforzada, se denotará como MNR (URM por sus siglas en inglés).

La mampostería no estructural como material de relleno no es precisamente un material homogéneo, y sus propiedades físicas dependen de múltiples factores, no sólo de las propias de sus materiales componentes. Entre los principales factores involucrados se pueden mencionar los siguientes:

- La geometría y material de las unidades de mampostería.
- La calidad del mortero, de las unidades de mampostería.

- El relleno efectivo de las juntas entre las unidades de mampostería.
- La disposición de las unidades de mampostería.
- La rigidez relativa del pórtico de confinamiento y la mampostería.
- Interacción compleja entre mampostería y miembros de confinamiento.
- La relación de aspecto alto-largo y alto-ancho.
- La presencia de cargas verticales aplicadas sobre la mampostería.
- El mantenimiento y estado de agrietamiento de la mampostería.
- Comportamiento ante cargas laterales y perpendiculares y los posibles mecanismos de falla.

Es evidente que los controles en los métodos constructivos juega un papel determinante en las propiedades resultantes de la mampostería. La gran cantidad de factores que deben controlarse, para intentar estimar el comportamiento real de la MNR, da cuenta del nivel de incertidumbre involucrado al pretender establecer modelos matemáticos para su análisis. Debido a esto, no existen conclusiones definitivas en este tema; muy a pesar de que la mampostería estructural (reforzada) por su parte si ha sido extensamente estudiada.

De entre los bloques de uso común en Venezuela para la mampostería, y que están normados se tienen:

- De acuerdo con el articulado *Bloques de arcilla para paredes. Especificaciones*. Norma COVENIN 0002-1978:

Dimensiones largo-alto-ancho (en cm):

30*20*8	30*25*8
30*20*10	30*25*10
30*20*12	30*25*12
30*20*15	30*25*15
30*20*20	30*25*20

El espesor mínimo de los tabiques interiores del bloque deberá ser de 0.6cm y de los tabiques exteriores de 0.8cm.

Tabla 40

Resistencia a la Compresión de Bloques de Arcilla para Paredes.
Fuente: tabla II, COVENIN 0002-1978.

BLOQUES DE ARCILLA TIPO:	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	
	Mínimo (1 Bloque)	Promedio (5 Bloques)
A	40 Kgf/cm ²	50 Kgf/cm ²
B	15 Kgf/cm ²	20 Kgf/cm ²

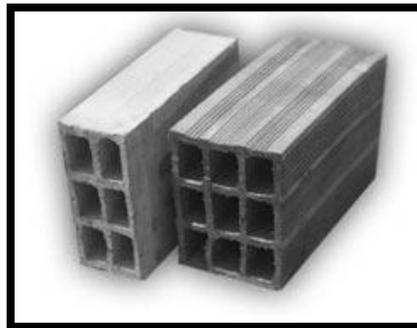


Figura 130. Bloques huecos de arcilla típicos en Venezuela.

- De acuerdo el articulado *Bloques huecos de concreto*, Norma COVENIN 0042-1982:

Dimensiones largo-alto-ancho (en cm):

40*20*10
40*20*15
40*20*20
40*20*25
40*20*30

Tipo A: no deben presentar grietas paralelas a la carga. Si aparecen imperfecciones estas no deben ser más del 5% del pedido, siempre y cuando las grietas perpendiculares a la carga que aparezcan no tengan una longitud mayor de 2.5cm. Para bloques de 10cm, 15cm, 20cm, 25cm y 30cm, el espesor de los tabiques externos (pared) será de 1.9cm, 2.2cm, 2.5cm, 2.8 y 3.2cm, respectivamente; y para el caso de los tabiques interiores (nervios) serán los mismos que los exteriores, salvo el caso de bloques de 30cm, en cuyo caso se tomarán de 2.8cm.

Tipo B: pueden presentar grietas menores producidas en la fabricación o fragmentos producidos en el manejo. Para bloques de 10cm, 15cm, 20cm, 25cm y 30cm, el espesor de los tabiques externos (pared) será de 1.3cm, 1.5cm, 1.7cm, 1.9 y 2.2cm, respectivamente; y para el caso de los tabiques interiores (nervios) serán los mismos que los exteriores, salvo el caso de bloques de 30cm, en cuyo caso se tomarán de 1.9cm.

Tabla 41

Resistencia a la Compresión de Bloques Huecos de Concreto.
Fuente: tabla 5, COVENIN 0042-1982.

BLOQUES DE CONCRETO TIPO:	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	
	Mínimo (1 Bloque)	Promedio (3 Bloques)
A1	55 Kgf/cm ²	70 Kgf/cm ²
A2	40 Kgf/cm ²	50 Kgf/cm ²
B1-B2	25 Kgf/cm ²	30 Kgf/cm ²

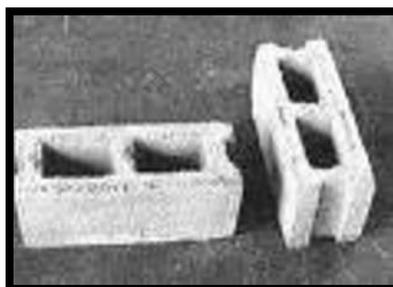


Figura 131. Bloques huecos de concreto típicos en Venezuela.

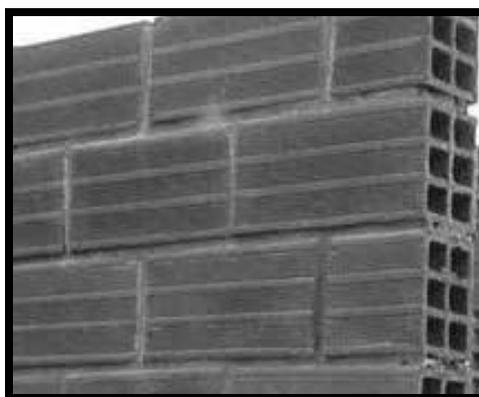


Figura 132. Típica Mampostería no reforzada con juntas rellenas con mortero.

II.23.2 Evaluación de la Resistencia y Rigidez de Estructuras con Mampostería No Estructural Confinada.

Lamentablemente para el presente estudio, en el Comentario de la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001, se señala lo siguiente:

“Las edificaciones de una y dos plantas de mampostería no reforzada, confinada, [sombras añadidas] no están tipificadas en esta Norma y se regirán por una especificación técnica actualmente en preparación.” (Comentario C-6.3.1 *Tipos de Sistemas Estructurales Resistentes a Sismos*, p. C-40, Norma COVENIN-MINDUR 1756-2:2001)

Sin embargo, de acuerdo a lo expuesto en la Sección II.19, se puede recurrir a métodos o procedimientos de evaluación, análisis y rehabilitación de estructuras existentes derivados reestudios especiales o de normas o documentos reconocidos.

Un trabajo titulado “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, (Al-Chaar, 2002, enero), realizado por la Sección de Materiales y Estructuras (CF-M) de la División de Instalaciones (CF), del Laboratorio de Investigación de Ingeniería de la Construcción (CERL), cuyo investigador principal del CERL era el Doctor Ghassan Al-Chaar, conducido para la Oficina central, el ejército estadounidense el Cuerpo de Ingenieros, bajo el proyecto 622784AT41, " Tecnologías de Ingeniería para Instalaciones Militares, " PROMIS N° CFM-A011, "Rehabilitación Sísmica de Pórticos de Concreto con Relleno", monitoreado técnicamente por David C. Bohl, CECW-EW; además de muchos otros colaboradores, y considerando extensas investigaciones hechas durante los últimos 50 años para determinar como la presencia de mamposterías de relleno influyen en el comportamiento dentro

y fuera de su plano de estructuras aporticadas de acero o concreto armado⁵⁷, expone ciertas expresiones que idealizan la interacción y el comportamiento de pórtico con mampostería no reforzada de relleno (MNR confinada).

La investigación experimental del citado trabajo, (Al-Chaar, 2002, enero), consiste en ensayos sobre especímenes que van desde tamaño natural hasta escala 1:8, con variación en los números de vanos y plantas; además de trabajos analíticos que contemplan desde mecanismos simples hasta análisis complejos de elementos finitos no lineales.

Como resultado de dicha investigación, (Al-Chaar, 2002, enero), se ha encontrado que la influencia de la mampostería de relleno (MNR) produce cambios sobre el comportamiento total de la estructura en la dirección en la cual la carga es aplicada.

Esta investigación, (Al-Chaar, 2002, enero), presenta ciertas relaciones empíricas y directrices para estimar la resistencia y la rigidez de paneles de relleno (MNR) sujetos a fuerzas aplicadas normales a o la paralela con su plano. Suponen que estas directrices deberían demostrar ser útiles para las evaluaciones de ingeniería de la resistencia lateral de las estructuras de edificaciones en lo que concierne a fuerzas de terremoto o el viento. Tales directrices dan al ingeniero una alternativa basada en la capacidad de resistencia de FEMA 273, (ATC, 1997a); el cual no es más que un método basado en el desempeño, que también debería dar lugar a una construcción segura y económica.

Se considera además, que las paredes o paneles de mampostería de relleno (MNR) pueden estar constituidos por ladrillos macizos de arcilla, ó bloques huecos de concreto o de arcilla.

A falta de datos obtenidos mediante una evaluación, las propiedades de los materiales como lo son la resistencia a compresión (f'_m), el módulo de elasticidad en compresión (E_m), y resistencia al corte (f'_v), pueden estimarse alternativamente de los reglamentos de construcción a partir del año de

⁵⁷ Edificaciones aporticadas de acero o concreto con paredes o panel a corte de mampostería de relleno, clasificados como tipo 7 y 10 respectivamente, en el Capítulo 2 de FEMA 310, (ASCE, 1998).

construcción del edificio que esta siendo evaluado, o de proyectos de edificaciones similares ya construidos de ser disponibles.

En general, la mampostería de relleno (MNR) pueden ser agrupada en dos categorías diferentes: de relleno “aislado” y de relleno “regular” (a veces llamados relleno “resistente a corte”).

El estudio ya citado se enfoca en la segunda categoría, de relleno “regular”, donde la mampostería de rellenos (MNR) actúa como parte del sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura. Un relleno en esta categoría debe estar totalmente en contacto estrecho con pórtico de confinamiento sobre todos sus cuatro lados (MNR confinada); por lo que se considera que cualquier posible separación ha sido debidamente rellena con el mortero de unión para garantizar el contacto pleno.

IMPORTANTE: En respeto al legítimo derecho de autor y bajo el espíritu de no ocasionar ningún detrimento a quienes hicieron posible el trabajo titulado “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, (Al-Chaar, 2002, enero), se exponen desde la Sección II.23.3 hasta la Sección II.23.4.5 inclusive, imágenes adaptadas a las originales, y los criterios y consideraciones presentados en dicha investigación (*op. cit.*), de acuerdo a la traducción hecha por quien desarrolla el presente Trabajo de investigación; salvo casos muy puntuales donde se señalan las fuentes, o la ubicación de una información particular dentro de el presente Trabajo. Por tal motivo, se asume como propia la responsabilidad de cualquier mala interpretación de la referida investigación (*op. cit.*). De igual manera se incluyen figuras y tablas adaptadas en su mayoría para la mejor interpretación en el presente Trabajo; así como modificaciones a ciertos coeficientes de las expresiones tomadas del estudio (*op. cit.*) para adecuarlas a las unidades de Kgf y cm.

II.23.3 MNR confinada sometida a cargas laterales en su plano.

La transferencia de fuerzas laterales a través de los pórticos con relleno causa la distribución de esfuerzos no uniforme dentro de los elementos del pórtico y el relleno. Como las fuerzas laterales son incrementadas, la distribución de tensión varía hasta que la falla del relleno ocurra. La falla del relleno (MNR) ocurre cuando se alcanza su resistencia al corte o a la compresión.

La capacidad de carga lateral de sistemas de pórtico-MNR debería ser encontrada usando un *programa de elemento finito no lineal* que capture el comportamiento no lineal de todos los componentes materiales: mampostería, mortero, concreto, y acero. Como esta opción no está disponible o es poco práctica en la mayor parte de situaciones, el citado trabajo de investigación, (Al-Chaar, 2002, enero), propone un método analítico más simple. El método propuesto es un análisis “*Pushover*” de pórtico que contiene bielas excéntricas equivalentes que representan la mampostería, donde más o menos información puede ser requerida para un programa específico; como puede ser el caso del programa de cálculo estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995).

. El método puede ser usado para pórticos totalmente rellenos así como parcialmente rellenos y paneles de mampostería perforados. La utilización de bielas excéntricas en este análisis global generará los efectos del relleno sobre la columna directamente, que evitará la necesidad de evaluar localmente a estos miembros. Este método confía en el desarrollo de *rótulas plásticas* para capturar las no linealidades del sistema estructural. Según se menciona en el citado estudio, (Al-Chaar, 2002, enero), el método propuesto ha sido probado para dar resultados confiables basados en datos experimentales y el análisis de elemento finito no lineal.

Procedimiento General consiste en los siguientes pasos:

- 1) Se dibujan los miembros de los pórticos con la geometría, restricciones, y propiedades de materiales encontradas en la estructura existente. En general, las propiedades requeridas materiales consisten en esfuerzo a compresión del concreto (f'_c), esfuerzo cedente del acero (f_y), y módulos de elasticidad del concreto y el acero (E_c y E_s respectivamente).
- 2) Se dibujan las Bielas Equivalentes que representan los paneles de relleno de forma excéntrica en lo que concierne a las columnas. Esta distancia excéntrica se menciona como $I_{columna}$ y es definida por la Ecuación 19.4. El grosor de esta biela debería ser el mismo que el grosor neto del material de relleno que lo representa. El ancho de la biela equivalente, a , debería ser calculada usando la Ecuación 19.2. Si el panel de relleno es parcialmente relleno o perforado, las modificaciones en las secciones sobre los pórticos parcialmente rellenos y los paneles perforados, indicadas en la Sección II.23.2.3 y la Sección II.23.2.4 respectivamente, deben ser aplicados. Además, la existencia de daños en el relleno debe ser tenido en cuenta lo descrito en la correspondiente Sección II.23.2.5. Las propiedades materiales que deberían ser asignadas a la biela consisten en R_{biela} y E_m , donde R_{biela} es la capacidad de la biela y es calculado usando la Ecuación 19.7. Adicionalmente, como se indica en la página 45 del citado estudio, (Al-Chaar, 2002, enero), en el programa SAP2000 deben definirse las bielas como material de concreto pero con las propiedades propias de la mampostería.
- 3) Asignar las rótulas plásticas a los miembros del pórtico con el comportamiento carga-deformación apropiado para el material y la

sección estructural particular. Para vigas, la rótula plástica debería identificar el comportamiento no lineal por flexión y corte. Para columnas, la rótula debería representar la interacción entre la carga axial y la flexión así como capturar las no linealidades asociadas con el corte. Las propiedades de la rótula pueden ser calculadas usando las directrices dadas en la Sección 5.4 de FEMA 273, (ATC, 1997a), para miembros de acero; sin embargo, para los efectos del presente trabajo, se considerarán todos los criterios y expresiones señalados en las secciones precedentes. Las rótulas en las columnas deberían ser localizadas a una distancia mínima $l_{columna}$ de la cara de la viga, mientras que las rótulas en la viga deberían ser localizadas a una distancia mínima l_{viga} de la cara de la columna.

- 4) Asigne Rótulas Plásticas al centro de las Bielas Excéntricas Equivalentes. Las características de deformación de carga deberían ser compatibles con la Figura 140.
- 5) Asigne las longitudes de extensión de la rigidez de extremos (REO's) a las uniones del pórtico para representar la flexibilidad disminuida de los miembros del pórtico de confinamiento del relleno. Los REO's debería extenderse desde la unión externa a lo largo de las vigas y columnas hasta que una rótula plástica sea intersectada. Para asegurar que los esfuerzos máximos calculados estén ubicados en las rótulas plásticas definidas, se adopta como factor de rigidez de la zona (REO's) la unidad; según se indica en la página 46 del citado estudio, (Al-Chaar, 2002, enero).
- 6) Aplique las cargas de gravedad como las condiciones iniciales del análisis "Pushover". Las combinaciones de carga recomendadas son aquellas encontradas en Ecuaciones 3-2 y 3-3 en FEMA 273

(ATC, 1997a); sin embargo, en el presente trabajo se adoptarán las combinaciones de la Sección II.20, según sea el caso. Las cargas laterales deberían ser aplicadas en una manera que se aproximen a las fuerzas de inercia del sismo de diseño. La distribución de fuerzas de inercia está dada en la Sección II.19.3.

- 7) Realizar el AENL “*Pushover*” usando cualquier método de miembro descargado para obtener el equilibrio después de que una rótula plástica pierde la capacidad debido a la deformación excesiva. Básicamente los métodos aplicables son:

- * Por Descarga de la Estructura Completa
- * Por Redistribución Local

Sin embargo, según se indica en la página 55 del citado estudio, puede emplearse cualquiera de los dos métodos anteriores ya que la diferencia entre ambos métodos es insignificante.

II.23.3.1 Ancho de la Biela Equivalente.

Las predicciones de la resistencia en el plano de pórticos con relleno de MNR son un *problema complejo, estáticamente indeterminado*. La resistencia de un sistema de pórtico compuesto por relleno de MNR no es simplemente la adición de las propiedades del relleno más aquellas del pórtico. Grandes esfuerzos han sido invertidos, tanto analíticamente como experimentalmente, para entender y estimar mejor el comportamiento compuesto de pórticos con relleno de MNR. Polyakov (1960) (trabajo que se remonta a principios de los años 1950), Stafford-Smith (1962, 1966, 1969), Main-Stone (1971), Klingner y Bertero (1976, 1978), para mencionar solamente unos cuantos, sentaron las bases para entender y predecir el comportamiento en el plano de pórticos con relleno de MNR. Sus pruebas experimentales de pórticos con relleno bajo cargas laterales resultaron en la deformación del espécimen de forma similar a lo ilustrado en la Figura 133.

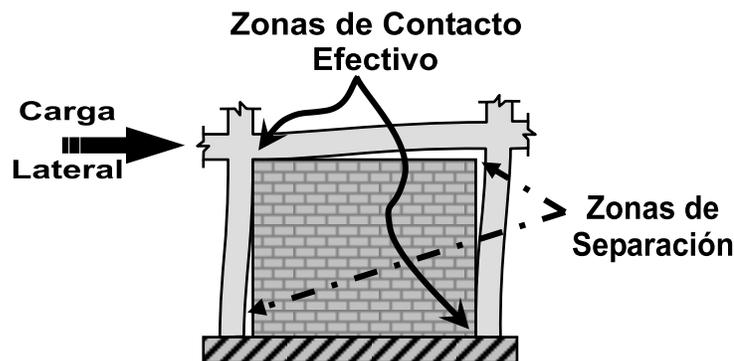


Figura 133. Deformación típica encontrada en especímenes ensayados de MNR confinada. Ajustado a la figura 1, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 16, (Al-Chaar, 2002, enero).

Durante las pruebas de los especímenes, grietas diagonales se desarrollaron en el centro del panel, y huecos formados entre el pórtico y el

relleno en las esquinas de las diagonales no cargadas de los especímenes, mientras el contacto pleno fue observado en las dos esquinas de las diagonales cargadas. Este comportamiento, al principio observado por Polyakov, conduce a una *simplificación* en el análisis de pórtico con relleno que consiste en *reemplazar la mampostería con una biela equivalente a la MNR en compresión* como se muestra en la Figura 134.

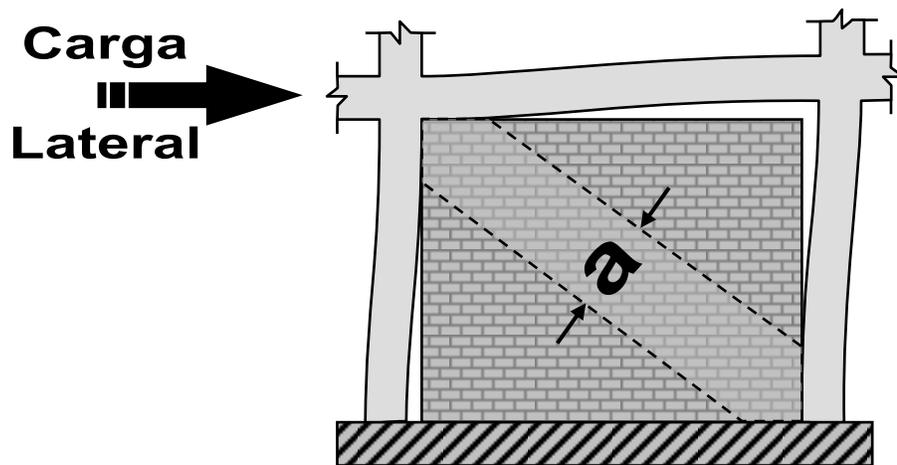


Figura 134. Biela Diagonal Equivalente a la URM confinada. Ajustado a la figura 2, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 17, (Al-Chaar, 2002, enero).

Respecto a este comportamiento característico de la mampostería no estructural, y atendiendo lo expuesto en el Comentario C5.8 de FEMA 356, (ASCE, 2000), es importante señalar que:

Antes de que ocurra el colapso de la mampostería no estructural, el pórtico de acero añade presión de confinamiento a esta y *mejora su resistencia*. Sin embargo, las fuerzas efectivas reales que imprime la mampostería no estructural sobre los miembros del pórtico de acero que la confinan, son probablemente *mínimas*. Dado que los miembros del pórtico de acero intentan desarrollar la fuerza que los obliga a deformarse, y tomando en cuenta la *mayor rigidez de la mampostería no estructural*, los miembros

confinantes del pórtico de acero sobre el lado lejano recogen la *carga transferida*.

La biela de mampostería equivalente de ancho, a , con el mismo grosor neto y propiedades mecánicas (como el módulo de elasticidad E_m) del mismo relleno, es asumido para ser articulado en ambos extremos al pórtico de confinamiento.

La evaluación del ancho equivalente, " a ", varía de una referencia a otra. Las aproximaciones más simplistas presentados por Paulay y Priestley (1992) y Angel et al. (1994) han asumido valores constantes para el ancho de la biela, a , entre 12.5% al 25% de la dimensión de la diagonal del relleno ($D/8 \leq a \leq D/4$), sin considerar de las propiedades del pórtico ni del relleno. Stafford-Smith y Carter (1969), Mainstone (1971), y otros, derivaron en expresiones complejas para estimar el ancho de la biela equivalente, a , que consideran parámetros como la longitud de contacto entre la columna/viga y el relleno, así como la rigidez relativa del relleno al pórtico.

Las expresiones usadas en el citado estudio, (Al-Chaar, 2002, enero), han sido adoptadas de Mainstone (1971) y el Stafford-Smith y Carter (1969) dado que sus predicciones son coherentemente consistentes con el comportamiento en el plano de pórticos con relleno de MNR cuando es comparado con resultados experimentales (Mainstone 1971; Stafford-Smith y Carter 1969; Klingner y Bertero 1978; y Al-Chaar 1998).

El panel de relleno de MNR confinada será representada por una biela diagonal equivalente de ancho, a , y el grosor neto, t_{eff} , como se muestra en la Figura 135.

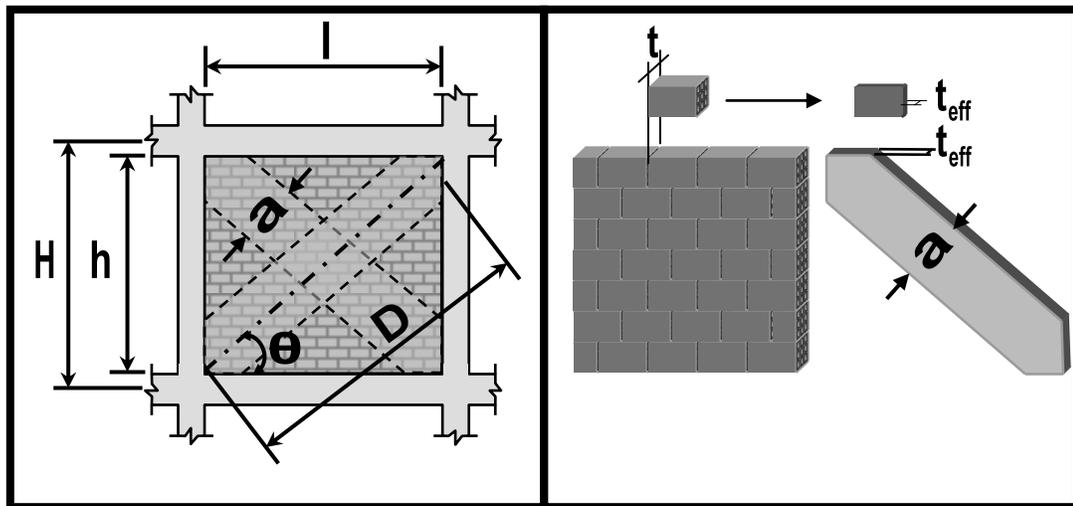


Figura 135. Geometría de la Biela Diagonal Equivalente. La Figura de la izquierda está ajustada a la figura 3, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 18, (Al-Chaar, 2002, enero).

El ancho de la biela equivalente, “a”, depende de la rigidez a flexión relativa del relleno de MNR respecto a la de las columnas del pórtico de confinamiento. La rigidez relativa del relleno de MNR respecto al pórtico (λ_1) será evaluado usando la Ecuación 19.1 (Stafford-Smith y Carter 1969):

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_m * t * \text{Sen}(2\theta)}{4 * E_C * I_{\text{columna}} * h} \right)^{1/4} \quad (\text{Ec. 19.1})$$

donde:

E_m : módulo de elasticidad de MNR en compresión en (Kgf/cm²)

t: espesor nominal del panel de relleno de MNR en (cm)

θ : ángulo de la biela equivalente concéntrica en (°)

E_C : módulo de elasticidad del material de los miembros del pórtico de confinamiento en (Kgf/cm²). El subíndice se refiere a “confinamiento”. No confundir con el módulo de elasticidad del concreto.

I_{columna} : momento de inercia de la columna en (cm⁴)

h: altura del panel de relleno de MNR en (cm)

Usando esta expresión, Mainstone (1971) considera la flexibilidad relativa del relleno de MNR respecto al pórtico de confinamiento en la evaluación del ancho de la biela equivalente del panel de relleno como se muestra en la Ecuación 19.2.

$$a = 0.175D(\lambda_1 H)^{-0.4} \quad (\text{Ec. 19.2})$$

donde:

D : longitud de la diagonal del panel de relleno de MNR en (cm)

H : altura del pórtico de confinamiento en (cm)

Sin embargo, si hay presencia de aberturas y/o existencia de daño en el relleno, se debe reducir el ancho de la biela equivalente usando la Ecuación 19.3.

$$a_{\text{red}} = a(R_{1i})(R_{2i}) \quad (\text{Ec. 19.3})$$

donde:

$(R_1)_i$: factor de reducción para evaluación en el plano debido a presencia de aberturas definido en la Sección II.23.3.4.

$(R_2)_i$: factor de reducción para evaluación en el plano debido a existencia de daño en el relleno definido en la Sección II.23.3.5.

i : (de la palabra "in", que en inglés significa "en") subíndice que indica que se están evaluando cargas en el plano del panel de relleno de MNR.

Aunque la expresión para el ancho de la biela equivalente dada por la Ecuación 19.2 fuera obtenida para representar la rigidez elástica de un panel de relleno, el citado estudio, (Al-Chaar, 2002, enero), amplía su empleo para determinar la capacidad última de estructuras con rellenos. A la biela le serán asignados parámetros de resistencia compatibles (consistentes) con las propiedades de los rellenos que están representados. Un procedimiento estático no lineal, comúnmente referido como un análisis "Pushover", será usado para determinar la capacidad de la estructura con relleno.

II.23.3.2 Excentricidad de la Biela Equivalente.

La Biela Equivalente a la mampostería no estructural (MNR) confinada debe ser conectado a los miembros del pórtico como se representado en la Figura 136. Las fuerzas del relleno son asumidas para ser principalmente resistidas por las columnas, y las bielas son colocadas apropiadamente. La biela debería ser unida por articulaciones a la columna a una distancia $l_{columna}$ de la cara de la viga. Esta distancia esta definida mediante la Ecuación 19.4 y la Ecuación 19.5, y es calculada usando el ancho de la biela, a , sin cualquier factor de reducción. Usando esta convención, la fuerza de la biela es aplicada directamente a la columna en el borde del ancho de la biela equivalente, a . Este concepto es ilustrado en la Figura 136.

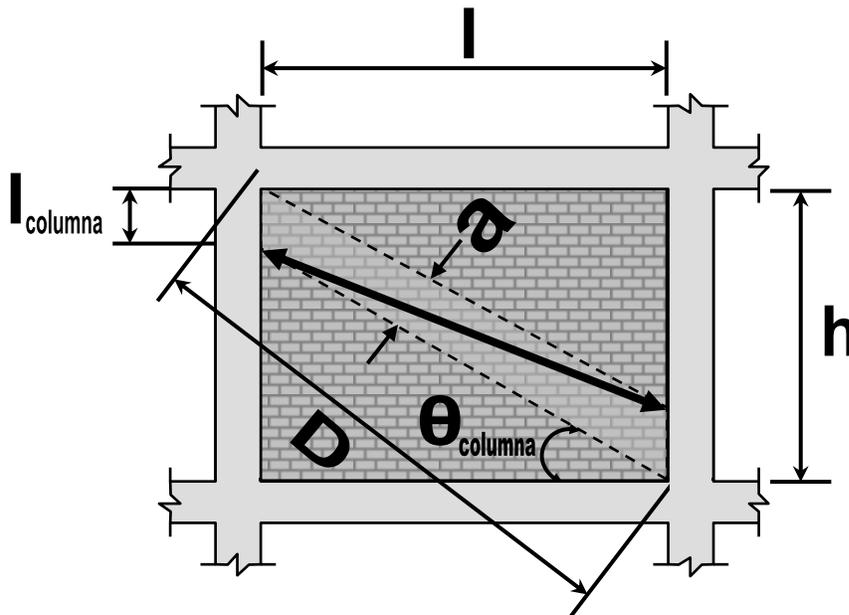


Figura 136. Ubicación de la Biela Equivalente Diagonal Excéntrica. Ajustado a la figura 4, del estudio “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, p. 19, (Al-Chaar, 2002, enero).

$$l_{\text{columna}} = \frac{a}{\text{Cos}(\theta_{\text{columna}})} \quad (\text{Ec. 19.4})$$

$$\text{Tan}(\theta_{\text{columna}}) = \frac{h - \frac{a}{\text{Cos}(\theta_{\text{columna}})}}{l} \quad (\text{Ec. 19.5})$$

donde:

a : ancho de la biela obtenido de la Ecuación 19.2

h : altura del panel de relleno de MNR en (cm)

l : longitud del panel de relleno de MNR en (cm)

θ_{columna} : ángulo las caras de la biela excéntrica respecto a la horizontal, obtenido mediante iteraciones con la Ecuación 19.8 e ilustrado en la Figura 136; y medido en ($^{\circ}$)

l_{columna} : ancho de la biela medido sobre la columna desde la cara de la viga, en (cm)

II.23.3.3 Pórticos Parcialmente Rellenos con MNR.

En el caso de un pórtico con relleno parcial de MNR como el mostrado en la Figura 137, la longitud reducida de la columna, $l_{columna}$, será igual a la longitud de abertura no arriostrada para la columna de barlovento, mientras $l_{columna}$ para la columna de sotavento es definido como habitual. Usando la altura reducida del relleno para h en la Ecuación 19.1, el ancho de la biela debería ser calculada de la Ecuación 19.3 obviando el factor $(R_1)_i$; o lo que es igual a asumir que $(R_1)_i=1$. Por lo que, el único factor de reducción que debería ser tomado en cuenta es $(R_2)_i$, el cual toma en cuenta la existencia de daños en el relleno.

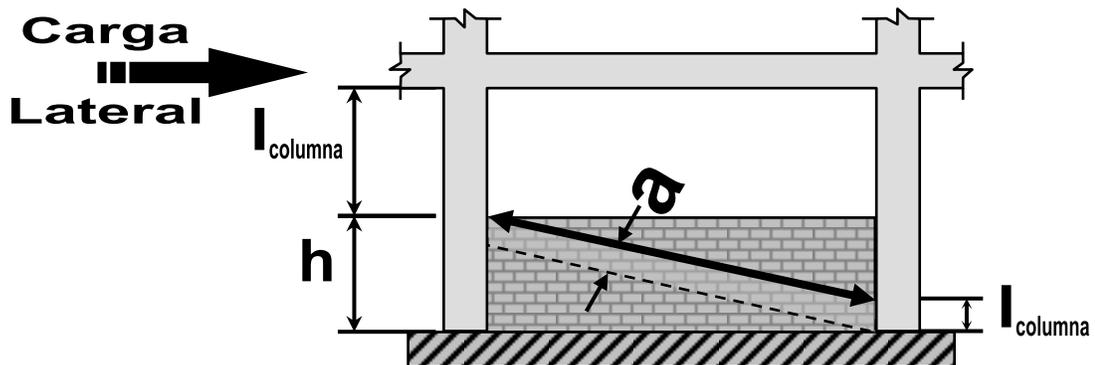


Figura 137. Pórtico parcialmente relleno con MNR. Ajustado a la figura 5, del estudio "Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures", p. 20, (Al-Chaar, 2002, enero).

II.23.3.4 Pórticos con Panel de Relleno de MNR con aberturas.

En el caso de un panel de mampostería de MNR perforado o con aberturas como el mostrado en la Figura 138, la biela equivalente es asumida para comportarse de la misma manera que un pórtico totalmente relleno. Por lo tanto, la biela excéntrica debería ser colocada a una distancia $l_{columna}$ de la cara de la viga. El ancho de la biela equivalente, a , será multiplicada, sin embargo, por un factor de reducción para tomar en cuenta la pérdida de resistencia debido a la abertura. El factor de reducción, $(R_1)_i$, es calculado usando la Ecuación 19.6.

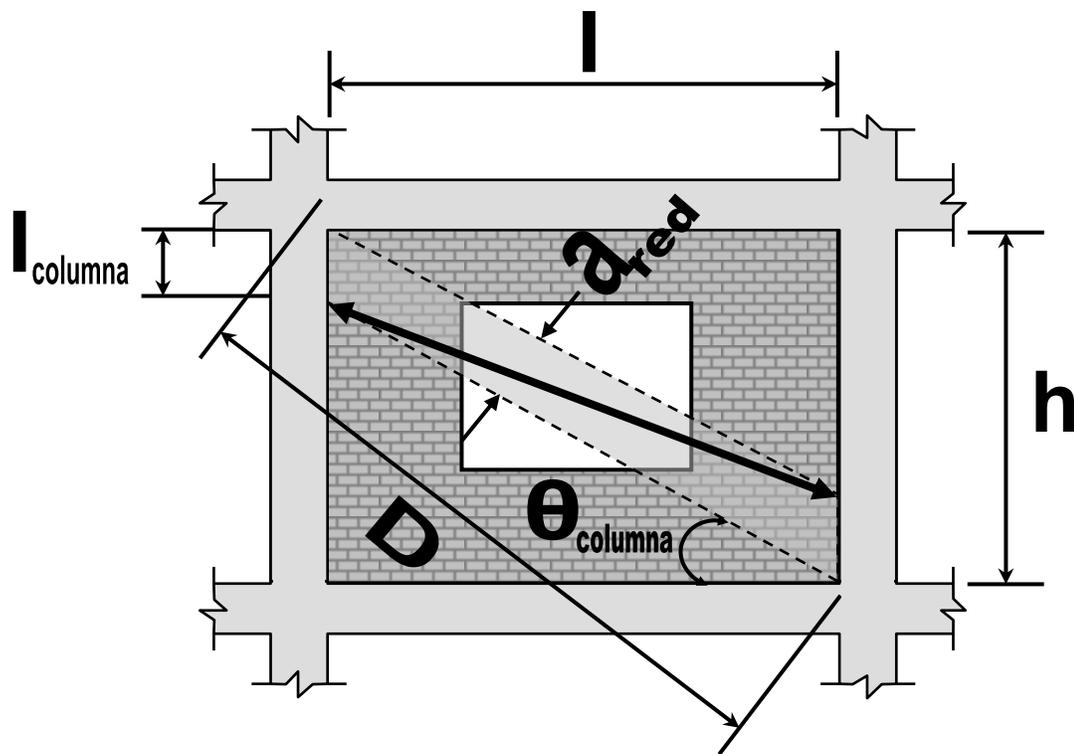


Figura 138. Panel de relleno de MNR confinada con abertura. Ajustado a la figura 6, del estudio “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, p. 21, (Al-Chaar, 2002, enero).

$$(R_1)_i = 0.6 \left(\frac{A_{\text{abertura}}}{A_{\text{mampostería}}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{\text{abertura}}}{A_{\text{mampostería}}} \right) + 1 \quad (\text{Ec. 19.6})$$

donde:

A_{abertura} : área de las aberturas

$A_{\text{mampostería}}$: área del panel de relleno de MNR = l x h

Nota: Si el área de las aberturas ($A_{\text{aberturas}}$) es mayor que o igual al 60% del área del panel de relleno ($A_{\text{mampostería}}$), entonces el efecto del relleno debería ser obviado; es decir, $(R_1)_i = 0$ por lo que resulta que la MNR no aporta rigidez al pórtico de confinamiento ($a_{\text{red}}=0$).

Es de notar que el reducir el ancho de la biela para tomar en cuenta una abertura no necesariamente representa las distribuciones de tensión que probablemente ocurran. Este método es una *simplificación* para calcular la capacidad global estructural. Efectos locales debido a una abertura deberían ser considerados por el modelado del panel perforado con elementos finitos o por utilización de bielas para representar apropiadamente los campos de tensión posibles como se muestra en la Figura 139.

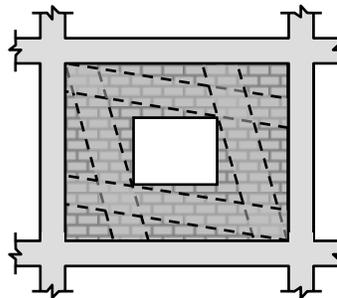


Figura 139. Posible ubicación de las bielas equivalentes para panel de relleno de URM con abertura. Ajustado a la figura 7, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 21, (Al-Chaar, 2002, enero).

II.23.3.5 Daños Existentes en el Panel de Relleno de URM.

El comportamiento del panel de relleno de MNR se deteriora al ser excedido límite elástico. Por esta razón, es importante determinar si la MNR en el panel ha excedido el límite elástico y, si es así, por cuanto. La extensión de los daños existentes en el relleno puede ser determinado por la inspección visual del relleno. El daño (o agrietamiento) existente en el panel debe ser clasificado como alguna de las características siguientes: ningún daño, daño moderado, o daño severo como presentado. Si existen dudas en cuanto a la magnitud del daño existente en el panel, asuma el daño severo para una estimación más segura (conservadora). Un factor de reducción para el daño de panel existente (R_2) debe ser obtenido de la Tabla 42. Debe considerarse que si la relación de esbeltez (h/t) del panel es mayor que 21, (R_2) no está definido y se requiere la reparación. Para *paneles sin daño existente*, el factor de reducción (R_2) debe ser tomado como 1.0

Tabla 42

Factor de Reducción por daños en el plano del panel de relleno URM. Ajustado a la tabla 2, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 22, (Al-Chaar, 2002, enero).

h/t	$(R_2)_i$ POR NIVEL DE DAÑOS	
	Moderado	Severo
≤ 21	0.7	0.4
> 21	Requiere Reparación	

II.23.3.6 Comportamiento Carga-Deformación de la Biela Equivalente Excéntrica.

La biela excéntrica equivalente, usada para modelar panel de relleno de MNR confinada, es conectada mediante articulaciones a los elementos del pórtico de modo que *ninguna transferencia de momento ocurra*. La *rigidez de la biela* será gobernada por el *módulo de elasticidad del material* de mampostería (E_m) y el *área de la sección transversal* ($a \times t_{eff}$). La *resistencia* de la biela es determinada calculando la carga requerida para alcanzar la *resistencia al agrietamiento* del relleno ($R_{agrietamiento}$) (Ecuación 19.10) y la carga requerida para alcanzar la *resistencia al corte* de la mampostería de relleno (R_{corte}) (Ecuación 19.11). La componente de estas fuerzas en la dirección de la biela equivalente será usada asignar una *resistencia a la "compresión"*. Esta resistencia es definida como R_{biela} (Ecuación 19.7) y esta es la que gobierna la resistencia de la rótula plástica en la biela.

$$R_{biela} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{agrietamiento} \\ R_{corte} / \cos(\theta_{biela}) \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 19.7})$$

$$\tan(\theta_{biela}) = \frac{h - 2l_{columna}}{l} \quad (\text{Ec. 19.8})$$

donde:

θ_{biela} : ángulo de la biela excéntrica respecto a la horizontal, dado por Ecuación 19.8 e ilustrado en la Figura 140; y medido en ($^{\circ}$)

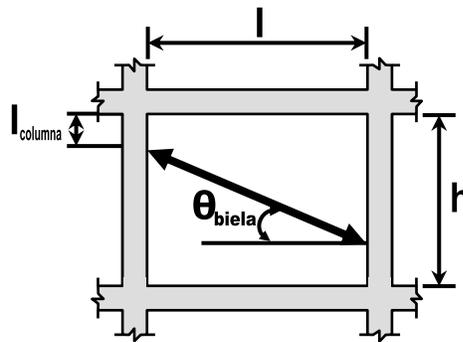


Figura 140. Geometría de θ_{biela} . Ajustado a la figura 9, del estudio “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, p. 23, (Al-Chaar, 2002, enero).

La biela equivalente es asumida para deflectar por derivas (desplazamientos relativos) no lineales como muestra la Figura 141.

El parámetro d , representa la capacidad de deformación no lineal lateral del pórtico de confinamiento, asociado con el relleno de MNR, expresada en términos de la deriva o desplazamiento relativo del nivel en porcentaje, como es definido en la Figura 141 y la Tabla 43. Se permite interpolar para valores intermedios en la Tabla 43.

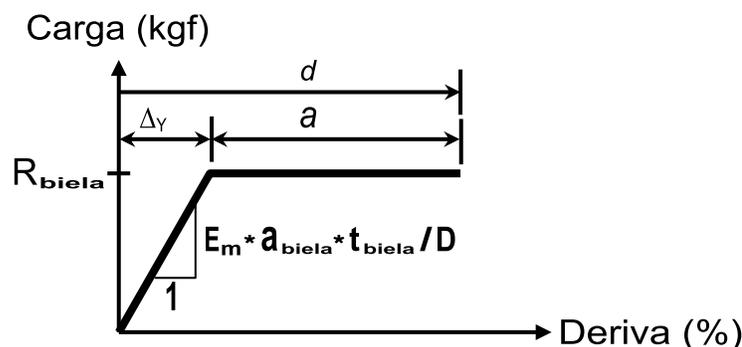


Figura 141. Comportamiento Carga-Deformación de la MNR confinada. Ajustado a la figura 10, del estudio “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, p. 24, (Al-Chaar, 2002, enero).

Nota: Dado que de la teoría de resistencia de materiales puede expresarse la deformación unitaria por carga axial compresiva como $\epsilon = \Delta L/L = \sigma/E = N/(A \cdot E)$, se puede deducir para el diagrama de Fuerza-Deformación de las Bielas Equivalentes que $\Delta_\gamma = R_{biela} \cdot D / (a_{biela} \cdot t_{biela} \cdot E_m)$, pudiendo obtenerse con esto el rango de deformación exclusivamente plástica como $a = d - \Delta_\gamma \geq 0$.

Tabla 43

Relaciones simplificadas de Carga-Deformación de paneles con relleno de MNR confinada, para Procedimientos Estático No Lineales. Datos ajustados a la tabla 7-7 de FEMA 273, (ATC, 1997a).

$\beta = V_{\text{pórtico}}/R_{\text{corte}}$	l/h	$d(\%)$
$\beta < 3$	Los efectos de confinamiento de la estructura deberán ser despreciados	
$0.3 \leq \beta < 0.7$	0.5	0.5
	1.0	0.4
	2.0	0.3
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	1.0
	1.0	0.8
	2.0	0.6
$\beta \geq 1.3$	0.5	1.5
	1.0	1.2
	2.0	0.9

$V_{\text{pórtico}}$: resistencia al corte esperada del entrepiso del pórtico de acero al desnudo, tomado como la menor capacidad al corte de las columna en la dirección de dicho pórtico.

Nota: La interpolación entre valores de la Tabla está permitido

La Figura 142 ilustra el mismo diagrama de la Figura 141 pero de forma normalizada. Adicionalmente en la Figura 143 se idealizan las dos configuraciones más representativas de las derivas que pueden presentarse en los componentes de relleno de MNR confinada.

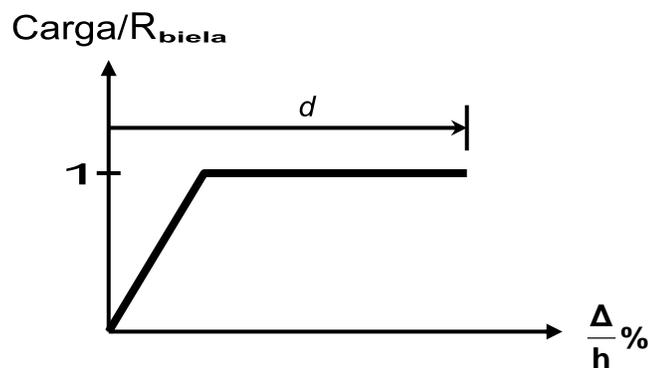


Figura 142. Relación idealizada del comportamiento Carga-Deformación de la MNR confinada. Ajustado a la figura 7-1 de FEMA 273, (ATC, 1997a).

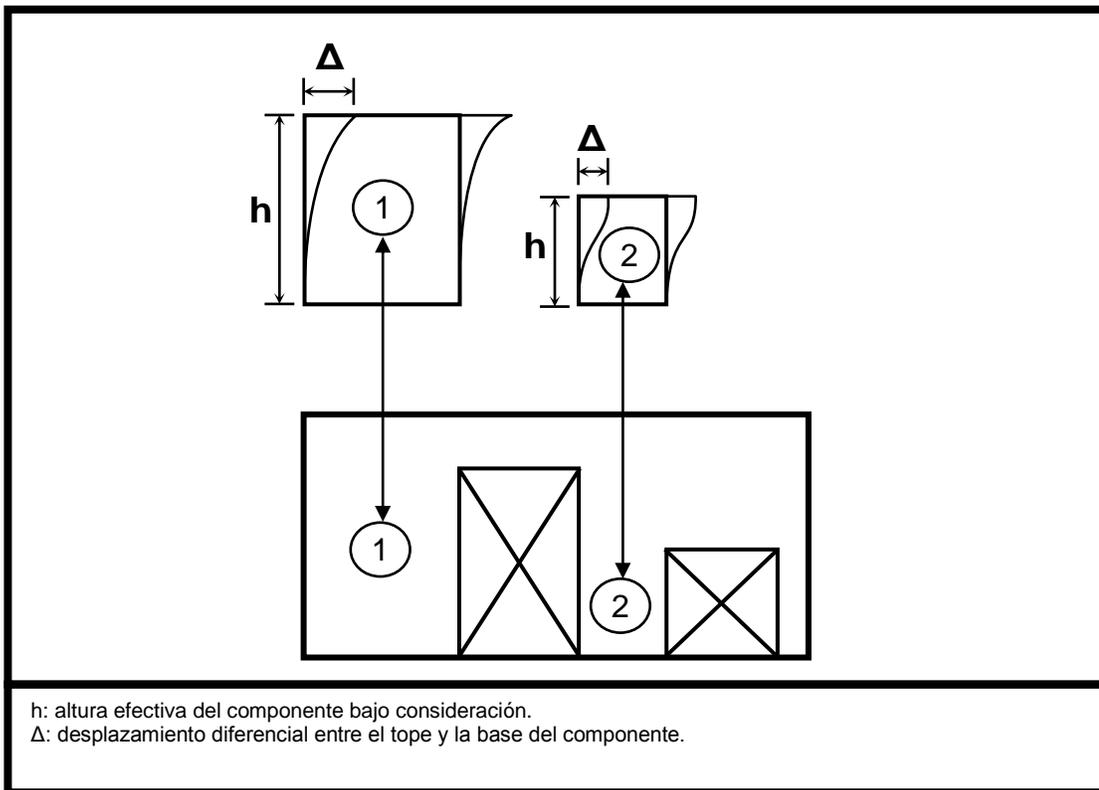


Figura 143. Altura efectiva y desplazamiento diferencial de componentes de MNR. Ajustado a la figura C7-1 de FEMA 356, (ASCE, 2000).

Para la determinación de los valores de d y los niveles de deriva aceptables usando la Tabla 43, la relación de las resistencias del pórtico de relleno será determinada considerando la resistencia lateral esperada de cada componente (columnas). Si la resistencia esperada del pórtico es menor que 0.3 veces la resistencia esperada del relleno, los efectos de confinamiento del pórtico serán obviados y el componente de mampostería será evaluado como un componente de pared individual, a modo de una mampostería reforzada o estructural (MR).

En el presente trabajo, y a modo de simplificación a falta de datos experimentales, la deriva o desplazamiento relativo del nivel en porcentaje,

$\frac{\Delta}{h}$ %, se conviene que podrá ser asumida como $\frac{\Delta}{h} = \frac{e}{700}$; de acuerdo a la Ecuación 19.24 que se indica más adelante.

De tal manera que la expresión resultante para la deformación de agotamiento del panel de relleno de MNR confinada es:

$$\frac{\Delta}{h}\% = \left(\frac{e}{700}\right)d \quad (\text{Ec. 19.9})$$

donde:

Δ : deriva del pórtico en (cm)

h : altura del pórtico en (cm)

d : parámetro según Tabla 43, en (%)

e : esbeltez alto contra largo

II.23.3.7 Resistencia al Agrietamiento del Panel de Relleno de MNR confinada

La resistencia al agrietamiento del relleno de MNR confinada, corresponde a la carga compresiva que la biela equivalente a la mampostería puede llevar antes de que la mampostería sea agrietada ($R_{\text{agrietamiento}}$). La carga aplicada que corresponde a la resistencia al agrietamiento del relleno es evaluada usando la Ecuación 19.10.

$$R_{\text{agrietamiento}} = a_{\text{red}} t_{\text{eff}} f'_m \quad (\text{Ec. 19.10})$$

donde:

f'_m : resistencia a la compresión de la mampostería. A falta de datos obtenidos mediante ensayos y para ser consecuentes con la Ecuación 19.9, en el presente trabajo se adoptará el valor de $f'_m=17.23 \text{ kgf/cm}^2$, indicado en la Sección II.23.3 que se presenta más adelante.

t_{eff} : espesor neto del panel de mampostería en (cm).

a_{red} : ancho de biela según Ecuación 19.3, en (cm).

II.23.3.8 Resistencia al Corte del Panel de Relleno de MNR confinada.

La capacidad de la mampostería a las fuerzas de corte es proporcionada por la combinación de dos mecanismos diferentes: la *resistencia al corte* por pandeo y *resistencia a la fricción* entre la mampostería y el mortero. El concepto de la resistencia al corte por pandeo es ilustrado en la Figura 144, donde una típica grieta de corte en un escalón de escalera es una aproximación a la grieta a corte simple a través de una junta de asiento entre las unidades de la mampostería. Esta simplificación es válida porque la componente vertical de la grieta en escalón estará en la tensión (tracción), y su contribución a la resistencia al corte debería ser obviada. Por lo tanto, la carga lateral horizontal requerida para alcanzar la resistencia al corte del relleno es calculado por la Ecuación 19.11.

$$R_{\text{corte}} = A_n f'_v (R_1)_i (R_2)_i \quad (\text{Ec. 19.11})$$

donde:

$A_n = l \cdot t_{\text{mortero}}$: área de la sección transversal neta del mortero aplicado en la junta de hileras del panel de relleno a lo largo de su longitud, en (cm^2)

l : longitud del panel de relleno de MNR, en (cm)

t_{mortero} : ancho neto promedio de franjas de mortero, en (cm).

f'_v : resistencia al corte de la mampostería. A falta de datos obtenidos mediante ensayos y para ser consecuentes con la Ecuación 19.9, en el presente trabajo, se adoptará esta resistencia según la Ecuación 19.25 indicada más adelante, en (Kgf/cm^2).

Nota: Aunque cargas verticales sobre los rellenos no puedan ser estimadas con exactitud, el 20% de la tensión normal ($0.2 \cdot f'_m$) puede ser asumido para ser resistida por el relleno e incluido en la componente de la fricción del mecanismo resistente.

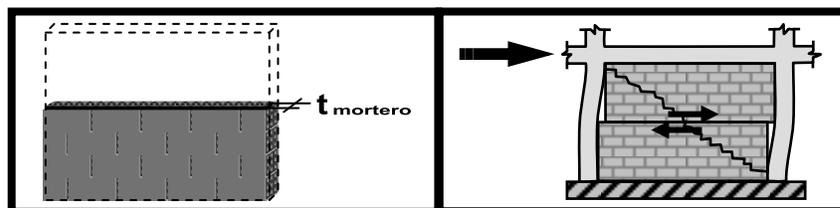


Figura 144. Falla por corte en la URM. La Figura de la derecha está ajustada a la figura 11, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 25, (Al-Chaar, 2002, enero).

II.23.3.9 Ubicación de las Rótulas Plásticas para el AENL “Pushover”.

Las rótulas plásticas en las columnas deberían capturar la interacción entre la carga axial y la capacidad de momento. Estas rótulas deberían ser localizadas a una distancia mínima $l_{columna}$ de la cara de la viga. Las rótulas en las vigas tienen que sólo caracterizar el comportamiento a flexión del miembro. Estas rótulas deberían ser colocadas a una distancia mínima l_{viga} de la cara de la columna. Estas distancias son calculadas con la Ecuación 19.12 y la Ecuación 19.13; donde la θ_{viga} es el ángulo en el cual las fuerzas del relleno actuarían si la excentricidad de la biela equivalente fuera asumida para actuar sobre la viga como es representado en la Figura 145.

$$l_{viga} = \frac{a}{\text{Sen}(\theta_{viga})} \quad (\text{Ec. 19.12})$$

$$\text{Tan}(\theta_{viga}) = \frac{h}{l - \frac{a}{\text{Sen}(\theta_{viga})}} \quad (\text{Ec. 19.13})$$

donde:

l_{viga} : ancho de la biela medido sobre la viga desde la cara de la columna, en (cm); tal y como se muestra en la Figura 145.

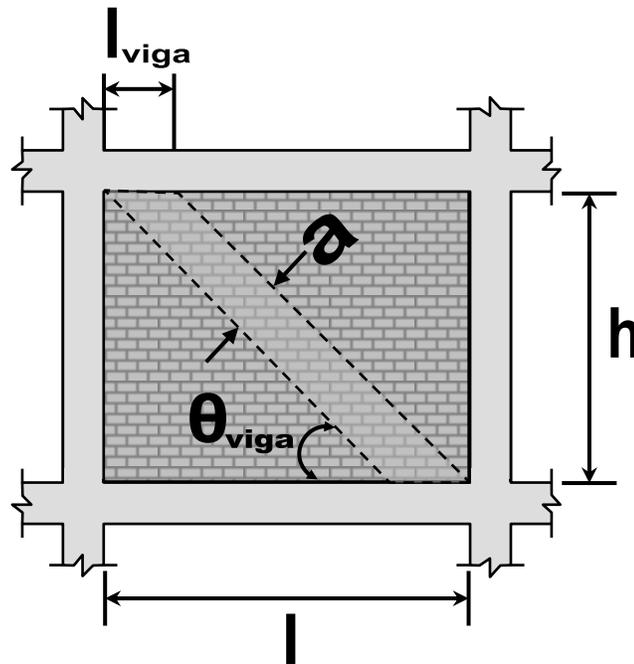


Figura 145. Distancia a las rótulas o articulaciones en vigas. Ajustado a la figura 12, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 26, (Al-Chaar, 2002, enero).

Aunque las fuerzas del relleno sean asumidas para actuar directamente sobre las columnas, la formación de rótulas plásticas en las vigas aún ocurrirá, y la longitud l_{viga} es una estimación razonable de la distancia de la cara de la columna para la rótula plástica.

Las rótulas por corte también deben ser incorporadas tanto en columnas como en vigas. La biela equivalente, sin embargo, sólo necesita de rótulas que representen la carga axial. Esta rótula debería ser colocada en el centro del miembro. En general, el número mínimo y el tipo de rótulas plásticas necesarias para capturar las acciones inelásticas de un pórtico con relleno está representado en la Figura 146.

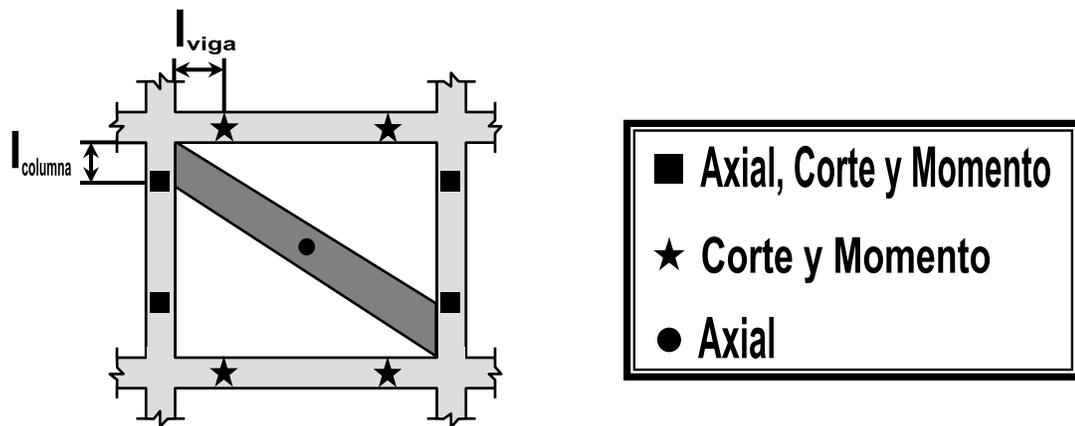


Figura 146. Ubicación de rótulas plásticas. Ajustado a la figura 13, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 26, (Al-Chaar, 2002, enero).

Aunque la carga lateral generalmente conduzca a la formación de rótulas cerca del extremo de un miembro del pórtico, la deformación inelástica puede ocurrir en otras posiciones (ubicaciones), especialmente cuando cargas de gravedad grandes están presentes. Por lo tanto, *la posibilidad de formarse rótulas cerca del centro no debe ser pasada por alto.* Además, al ingeniero le es permitido colocar rótulas de manera diferente si dicha ubicación es justificada y el buen juicio de la ingeniería es usado.

II.23.3.10 Extensión de la Rigidez de Extremos (REO's sus siglas en inglés).

Los elementos del pórtico que confinan un panel que contiene una biela equivalente en el modelo matemático serán demasiado flexibles. Esto es debido a la carencia de confinamiento producido por la biela, el cual hubiera sido proporcionado de haber sido modelado el relleno con elementos finitos. Para contrarrestar este efecto, se recomienda que REO's (iniciales de "Rigid End Offset", que en español significan "Longitud de Extensión de la Rigidez de los Extremos") sean colocados sobre los miembros del pórtico que confinan un panel de relleno. Para vigas que confinan los paneles de relleno de MNR, los REO's deberían ser usados desde la unión de viga/columna hasta una distancia de l_{viga} de la cara de la columna. Para columnas que confinan paneles de relleno de MNR, los REO's deberían ser colocados desde la unión de viga/columna hasta una distancia $l_{columna}$ de la cara de la viga. Estas distancias también corresponden a las ubicaciones de las rótulas plásticas de vigas y columnas. La viga o columna, por lo tanto, son asumidas para ser rígidos hasta el punto donde se ubica la rótula plástica. La Figura 147 muestra la colocación de REO's (mostrados como zonas en negro) para un pórtico con panel de relleno de mampostería no estructural (MNR).

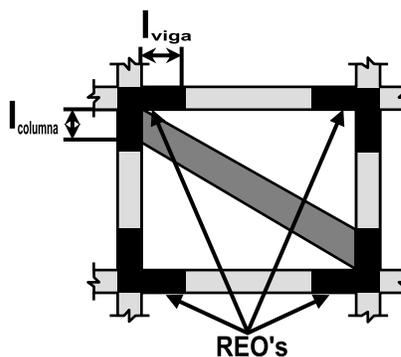


Figura 147. Ubicación de la Extensión de la Rigidez de Extremos (REO's). Ajustado a la figura 14, del estudio "Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures", p. 27, (Al-Chaar, 2002, enero).

II.23.3.11 Aplicación de Cargas en el AENL “Pushover”.

El modelo matemático debería ser sujetado a incrementos monótonos de cargas laterales hasta que el desplazamiento máximo del sismo de diseño sea alcanzado, o una forma de mecanismo de falla. El desplazamiento objetivo, δ_t , se determina de acuerdo a las consideraciones hechas en la sección II.19.3 del presente trabajo. Las *cargas de gravedad* deberían ser aplicadas como *condiciones iniciales* antes de las cargas de terremoto. Las *combinaciones de carga* recomendadas son aquellas encontradas en ecuaciones 3-2 y 3-3 en FEMA 273, (ATC, 1997a); sin embargo, en el presente trabajo se adoptarán las combinaciones indicadas en la Sección II.20, según el caso que aplique.

Las cargas laterales deberían ser aplicadas de manera que las fuerzas de inercia se aproximen a las del sismo de diseño. Se recomienda que un mínimo de dos diferentes distribuciones de fuerza de inercias sean empleados para capturar las fuerzas de diseño del peor de los casos. En el presente trabajo, las distribuciones de fuerzas de inercia se determinan de acuerdo a las consideraciones ya hechas en la Sección II.19.3.

II.23.3.12 Evaluación de Rigidez en el Plano de Paneles de Relleno de MNR confinada.

Según se indica en el estudio, (Al-Chaar, 2002, enero), el procedimiento siguiente debería ser usado resolver la rigidez de estructuras que contienen paneles de relleno completo (MNR confinada completamente), paneles de relleno parcial de MNR, y/o paneles de mampostería perforados o con aberturas de MNR. Este método confía en sacarle provecho a la curva de "Pushover" generada según el programa de análisis estructural empleado para la evaluación de capacidad (en el presente trabajo, el programa SAP2000). Sin embargo, La curva de "Pushover" obtenida debe ser modificada para representar apropiadamente los desplazamientos. Las modificaciones deben ser hechas para aumentar la rigidez inicial y reducir el desplazamiento en la carga última; ya que el empleo de una biela equivalente en el análisis "Pushover" genera modelos matemáticos, que son más flexibles que modelos experimentales. El procedimiento general para corregir la curva de "Pushover" consiste en acercarse sobre la curva obtenida del análisis "Pushover" con una relación de carga-deflexión bilineal. Las pendientes de ambos segmentos de la curva bilineal entonces son aumentadas manteniendo "la cedencia" y las cargas últimas constantes. En efecto, los valores para la rigidez inicial y el desplazamiento último son modificados a valores más razonables.

II.23.3.13 Comportamiento de Carga-Deflexión Bilineal.

La curva de carga-deflexión bilineal está definida por tres puntos; el origen, la carga de "cedencia" y el desplazamiento "cedente" (V_Y y Δ_Y), y la carga última y el desplazamiento último (V_U y Δ_U). La carga de "cedencia" (V_Y), como es usado dentro del estudio en cuestión, (Al-Chaar, 2002, enero), no se refiere a la cedencia de algún material específico, sólo significa un cambio de la rigidez representada por la desviación o quiebre de la curva de carga-deflexión bilineal (esto en correspondencia a lo expuesto en la Sección II.19.3 del presente trabajo). La curva bilineal también es definida por dos rigideces, K_Y y K_U , las cuales son las pendientes de las porciones inicial y final de la curva. La *curva bilineal* debería ser dibujada de manera que *reduzca al mínimo las desviaciones de la curva de "Pushover" obtenida*; tal y como se muestra en la Figura 148.

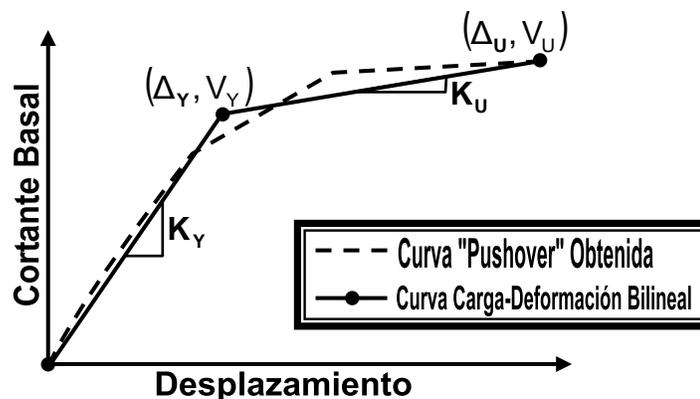


Figura 148. Curva Carga-Deformación Bilineal. Ajustado a la figura 15, del estudio "Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures", p. 30, (Al-Chaar, 2002, enero).

Una vez que la curva bilineal ha sido dibujada, debe ser modificado para aumentar la rigidez inicial y disminuir el desplazamiento en la carga última a valores más razonables. La "cedencia" y cargas últimas son

mantenidas *constantes* (V_Y y V_U); mientras que K_Y y K_U son *incrementados* a K_i y K_f , respectivamente. K_i representa la *rigidez elástica* inicial actual de la estructura con relleno, mientras K_f representa la *rigidez final* (por ejemplo, la rigidez de la carga de "cedencia" a la carga última). La Figura 149 muestra la curva de carga-deflexión modificada bilineal. Δ'_Y representa el desplazamiento modificado de cedencia, mientras la Δ'_U representa el respectivo desplazamiento en la carga última de la estructura con paneles de relleno de MNR.

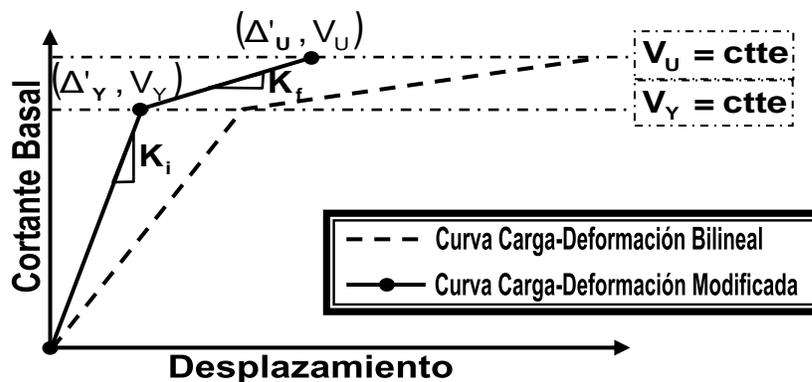


Figura 149. Curva Carga-Deformación Modificada Bilineal. Ajustado a la figura 16, del estudio "Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures", p. 30, (Al-Chaar, 2002, enero).

La curva modificada bilineal *representa mejor la rigidez inicial y el desplazamiento en la carga última* para la estructura con MNR de relleno. El procedimiento para determinar K_i y K_f , así como la exposición razonada para tales modificaciones, es discutido en la sección siguiente.

La resistencia "cedente" (V_Y), el desplazamiento "cedente" (Δ_Y), la rigidez "cedente" (K_Y), el desplazamiento último (Δ_U) y la rigidez última (K_U) definidas aquí, son equivalentes respectivamente a la resistencia cedente efectiva (V_Y), el desplazamiento cedente efectivo (δ_Y), rigidez lateral efectiva (K_e), desplazamiento objetivo (δ_t) y la rigidez (αK_e) definidas previamente en la Sección II.19.3, para el Análisis Estático No Lineal de "Pushover" según FEMA 273 (ATC, 1997a).

II.23.3.14 Determinación de K_i y K_r .

La curva de “Pushover” de una estructura con MNR de relleno, que es modelada con bielas equivalentes excéntricas, y usada para determinar la capacidad, *será demasiado flexible en relación con resultados experimentales. La rigidez inicial es demasiado pequeña y el desplazamiento en último es demasiado grande.* Estos resultados se derivan de la aproximación usando una biela equivalente para representar un panel de relleno de MNR confinada.

La ecuación usada para calcular el ancho de la biela equivalente para determinar la capacidad del panel de relleno de MNR está basada en una *aproximación más conservadora* desarrollada por Mainstone (1971), que establece una *cota inferior de la rigidez esperada elástica del relleno* (mostrado por la curva inferior en la Figura 150). **Mainstone** (1971) *sólo consideró la flexibilidad relativa relleno-pórtico* en la evaluación del ancho de la biela equivalente del panel. Las estimaciones de *cota superior* para la *rigidez elástica*, según el **Stafford-Smith y Carter** (1969), *varían no sólo con la rigidez relativa relleno-pórtico, sino también con la relación de aspecto del panel (l/h)* como está ilustrado en la Figura 150 (para $l/h = 1.0, 1.5, 2.0,$ y 2.5). Los valores posibles más grandes para (a/d) corresponden a paneles con relaciones de aspecto (l/h) de 1.0. Para relaciones de (l/h) más pequeño que 1.0, el *inverso de la relación* debería ser usado para determinar el ancho de la biela equivalente.

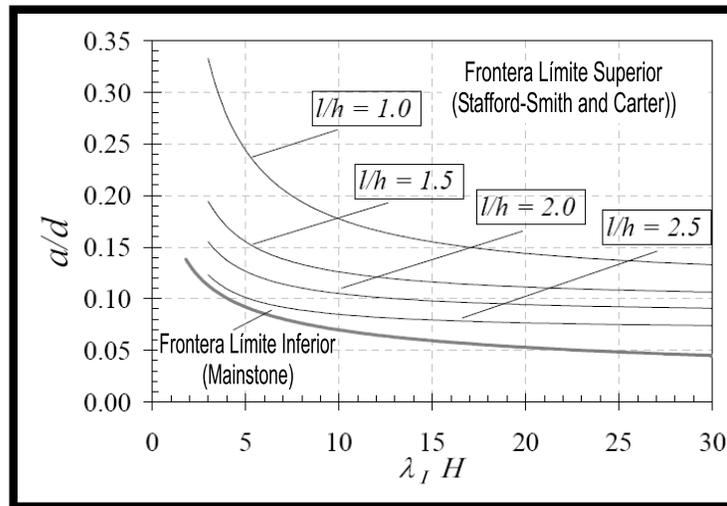


Figura 150. Límites Inferior y Superiores de ancho de biela, a . Ajustado a la figura 17, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 31, (Al-Chaar, 2002, enero).

Estimaciones del ancho de las bielas equivalentes por el Stafford-Smith y Carter (1969) también pueden ser obtenidas usando la Ecuación 19.14 y la Ecuación 19.15, para paneles de relleno de MNR confinada con relaciones de aspecto mayores o iguales a 1.5, las cuales son una simplificación de las ecuaciones originales⁵⁸. Para las relaciones de aspecto de 1.0, la Ecuación 19.16 debe ser usada. Se permite la interpolación lineal para relaciones de aspecto de panel entre 1.0 y 1.5.

$$a = 0.0835CD \left(1 + \frac{2.574}{\lambda_1 H} \right) \quad \text{para } l/h \geq 1.5 \quad (\text{Ec. 19.14})$$

$$C = -0.3905 \left(\frac{l}{h} \right) + 1.7829 \quad (\text{Ec. 19.15})$$

$$a = 0.1106D \left(1 + \frac{6.027}{\lambda_1 H} \right) \quad \text{para } l/h = 1.0 \quad (\text{Ec. 19.16})$$

⁵⁸ Las ecuaciones originales de Stafford-Smith y Carter se muestran en la p.64 del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, (Al-Chaar, 2002, enero).

donde:

D : longitud de la diagonal del panel de relleno de MNR, en (cm)

H : altura del pórtico de confinamiento, en (cm)

h : altura del panel de relleno de MNR en (cm)

l : longitud del panel de relleno de MNR en (cm)

De la Figura 150, para relaciones de aspecto entre 1.0 y 1.5, Mainstone (1971) *subestima el ancho de la biela*, a , por una cantidad significativa. Como la relación de aspecto aumenta pasado 1.5, la diferencia en las estimaciones del ancho de la biela entre Mainstone (1971) y el Stafford-Smith y Carter (1969) disminuye. Por lo tanto, la rigidez inicial bilineal, K_Y , encontrado del análisis “*Pushover*” y basado en ecuaciones de Mainstone (1971), debe ser corregida por haber tomado en cuenta la rigidez inadecuada proporcionada por la biela calculada de la Ecuación 19.3. Los siguientes dos métodos son propuestos para incrementar la rigidez inicial.

El primer método, aumenta el K_Y existente en un factor de tres, pero es aplicable sólo para paneles de relleno con una *relación de aspecto entre 0.67 y 1.5*. Esta suposición permite al ingeniero usar los datos existentes obtenidos del análisis “*Pushover*” y *evitar crear otro modelo matemático*. El factor de tres toma en cuenta la diferencia entre las estimaciones del ancho de las bielas encontradas por Mainstone (1971) y las halladas por Stafford-Smith y Carter (1969).

Hay que destacar que *este método es sólo una aproximación*. Se aconseja para verificar la rigidez obtenida, verificar por siguiente el segundo procedimiento discutido abajo.

El segundo método, puede ser usado para *cualquier relación de aspecto*, pero preferiblemente debe ser usado para *relación de aspecto menor que 0.67 o mayor que 1.5*. Este método usa las ecuaciones de *Stafford-Smith y Carter* (1969) para calcular un ancho de biela. Usando estos anchos de bielas, un *nuevo modelo matemático debe ser construido* (de

haberse empleado inicialmente el primer método) y la *rigidez elástica* de este modelo debería ser usada como la *rigidez inicial elástica* de la estructura con paneles de relleno de MNR. Esta rigidez se menciona como K_{SSC} , y representa la *rigidez inicial elástica* determinada por Stafford-Smith y Carter (1969).

La *rigidez inicial* según los dos métodos anteriores se resume en la siguiente expresión:

$$K_i = \begin{cases} 3K_Y & (0.67 \leq \frac{l}{h} \leq 1.5) \\ K_{SSC} & (\forall \frac{l}{h}) \end{cases} \quad (\text{Ec. 19.17})$$

Cualquiera sea el método empleado, la *rigidez final* también debe ser aumentada para reducir el desplazamiento en la carga última a valores más razonables. Aumentando la rigidez secundaria de la curva de "Pushover" (K_U) por un factor de dos, a la vez que se incrementa la rigidez inicial (K_i), pero manteniendo la carga "cedente" (V_Y) y carga última (V_U) constantes, con la consecuente disminución del desplazamiento respectivo a la carga última; puede aproximarse a los valores experimentales de forma suficientemente satisfactoria. La relación para K_f está expresada en la Ecuación 19.18.

$$K_f = 2K_U \quad (\text{Ec. 19.18})$$

Usando los valores calculados para K_i y K_f , la relación carga-deflexión bilineal modificada debería predecir razonablemente la rigidez inicial (K_i), la capacidad de carga última (V_U), y el desplazamiento en la carga última (Δ'_U) de la estructura con paneles de relleno de MNR.

II.23.4 Evaluación Fuera del Plano de Paneles de Relleno de MNR Confinados

El procedimiento de evaluación de paneles de relleno de MNR confinados ante cargas fuera de su plano, presentados en el estudio en cuestión, (Al-Chaar, 2002, enero), confía en el desarrollo de la *acción de arqueo* como el mecanismo resistente a fuerzas laterales principal. El mecanismo resistente a la acción de arqueo se desarrolla después de que el agrietamiento es observado sobre la superficie de la mampostería de los paneles, los cuales se consideran que tienen juntas de vinculación, plenamente rellenos con el mortero, a lo largo del perímetro límite de todos y cada uno de los paneles, respecto a los pórticos de confinamiento. Las evaluaciones de resistencia deben considerar factores de reducción para tomar en cuenta la presencia de aberturas en el relleno $(R_1)_o$, la posible existencia de daño en el relleno $(R_2)_o$, y la flexibilidad de los miembros del pórtico de confinamiento $(R_3)_o$. Los criterios de rigidez fuera del plano son catalogados en la sección siguiente.

II.23.4.1 Evaluación de la Rigidez y Resistencia Fuera del Plano.

Se puede esperar que los paneles de relleno de MNR confinados sean capaces de resistir fuerzas laterales como consecuencia de presiones o cargas debidas a vientos, aceleraciones sísmicas, presiones de la tierra, etc. Estas presiones o cargas laterales pueden ser resistidas a través de dos mecanismos diferentes: resistencia a la tracción de la mampostería (hasta agrietarse la mampostería) y la acción de arqueo.

La mampostería se comporta primero como un material elástico lineal hasta que esta se agriete (por ejemplo, si el esfuerzo de tracción f'_t es alcanzado). Una vez que la resistencia de agrietamiento lateral del relleno es alcanzada, la capacidad de soporte de cargas fuera del plano del panel decrece, a no ser que los siguientes criterios necesarios para desarrollar la acción de arqueo sean satisfechos. Es importante destacar que los paneles de relleno con MNR confinada cargados transversalmente, no serán analizados por medio de procedimientos de AEL ni por AENL, tal y como señala FEMA 273 en su Sección 7.5.3.2. Adicionalmente, la Tabla 44 muestra en particular, los valores de relación de esbeltez máximas (h/t) para los criterios de aceptación de los valores límites de deformación según: Ocupación Inmediata (OI), Resguardo de Vidas (RV), y Prevención de Colapso (PC); y para los cuales se descarta el análisis de paneles de relleno de MNR confinada bajo la acción de cargas fuera del plano.

Tabla 44

Relaciones máximas (h/t) para los cuales el análisis Fuera del Plano es necesario, según el Criterio de Aceptación. Ajustado a la tabla 7-8 de FEMA 273, (ATC, 1997a).

CRITERIO DE ACEPTABILIDAD	AMENAZA SÍSMICA		
	<i>Baja</i>	<i>Moderada</i>	<i>Alta</i>
Ocupación Inmediata (OI)	14	13	8
Resguardo de Vidas (RV)	15	14	9
Prevención de Colapso (PC)	16	15	10

En en la sección 7.5.3.2 de FEMA 273 y de FEMA 356, se señala que cuando no se puede considerar la acción de arqueo, la capacidad de los paneles de relleno de MNR, para el caso de cargas normales al plano, estará condicionada por la resistencia nominal mínima a la tracción por flexión, f'_t ; la cual será tomada como un 70% del esfuerzo esperado de tracción f'_{te} , ($0.7 \cdot f'_{te}$). En ausencia de datos obtenidos mediante ensayos, según la sección 7.3.2.3 de FEMA 273 o la tabla 7-1 de FEMA 356, el esfuerzo nominal de tracción f'_t puede tomarse como: $f'_t \leq 1.406 \text{ Kg/cm}^2$ (para MNR en buenas condiciones), $f'_t \leq 0.703 \text{ Kg/cm}^2$ (para MNR en condiciones aceptables) y $f'_t = 0 \text{ Kg/cm}^2$ (para MNR en pobres condiciones), y para el caso de cargas en el plano pueden asumirse esta capacidad igual que el caso anterior. Variaciones en las condiciones del mortero de las juntas puede variar sustancialmente el valor de esta resistencia. Esta resistencia puede ser determinada efectuando alguno de los tres métodos de ensayos sobre la mampostería señalados tanto en FEMA 273 como en FEMA 356, aún cuando puedan obtenerse valores muy conservadores según se señala en el comentario C7.3.2.5 de FEMA 356.

Para que la acción de arqueo sea considerada como un mecanismo de resistencia a fuerzas fuera del plano en cualquier componente de panel

de relleno de MNR confinada, los tres criterios siguientes deben ser satisfechos:

- * El panel de relleno de MNR está en contacto pleno y ajustado con el pórtico de confinamiento.
- * La relación de esbeltez (h/t) del panel de relleno no es mayor que 25.
- * Todos los elementos de vigas y columnas de confinamiento tienen $E_c I_{viga}$ y $E_c I_{columna}$ mayor que $5.85 \times 10^9 \text{ kgf-cm}^2$ (en este caso FEMA 273 asume un valor que es 1.8 superior)

Para paneles que satisfacen los criterios requeridos para el desarrollo de la acción de arqueo, la resistencia lateral fuera del plano del panel es evaluada por la Ecuación 19.19. (Las unidades para la capacidad de resistencia fuera del plano de rellenos de MNR (w) están en las mismas unidades que la resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m)).

$$w = \frac{0.141 f'_m \lambda_o}{h/t} (R_1)_o (R_2)_o (R_3)_o \quad (\text{Ec. 19.19})$$

donde:

- f'_m : resistencia a la compresión de la mampostería, en (Kgf/cm^2)
- λ_o : parámetro de esbeltez fuera del plano. Tabla 40.
- $(R_1)_o, (R_2)_o, (R_3)_o$: los factores de multiplicación que consideran la presencia (ver las tres siguientes secciones) aberturas en el relleno, el daño existente en panel, y la flexibilidad del pórtico de confinamiento.
- o : (de la palabra “out”, que en inglés significa “fuera”) subíndice que indica que se están evaluando cargas fuera del plano del panel de relleno de MNR.

Tabla 45

Parámetros de Esbeltez para Cargas Fuera del Plano. Fuente: tabla 3, del estudio “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, p. 35, (Al-Chaar, 2002, enero).

h/t	λ_o
5	0.129
10	0.060
15	0.034
20	0.021
25	0.013

La Figura 151 ilustra de forma idealizada la acción de arqueo en la mampostería de relleno no reforzada (MNR) confinada.

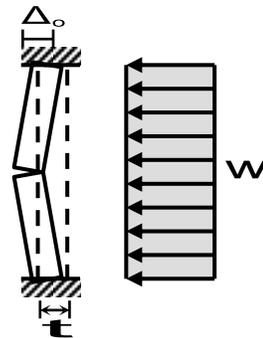


Figura 151. Idealización de la acción de arqueo en un panel de relleno de MNR confinada.

El parámetro Δ_o mostrado en la Figura 151 representa la deflexión normal al plano del panel de relleno de MNR confinada, a la mitad de la altura de este. El parámetro Δ_o puede estimarse mediante la ecuación 7-20 de FEMA 273, y que está representada en la siguiente Ecuación 19.20.

$$\Delta_o = \frac{0.002 \left[\frac{h}{t} \right] h}{1 + \sqrt{1 - 0.002 \left[\frac{h}{t} \right]^2}} \quad (\text{Ec. 19.20})$$

Debe notarse que con la Ecuación 19.19 se obtiene la capacidad fuera del plano estimada para el panel entero, dado que las aberturas están consideradas en el factor de reducción $(R_1)_o$. Por lo tanto, la carga uniforme w debería ser *aplicada al área entera del panel de mampostería* (incluyendo aberturas) para calcular la capacidad en las unidades de fuerza.

II.23.4.2 Paneles Perforados.

El tamaño y el número de aberturas presentes en un panel de relleno pueden variar su rigidez así como su resistencia. Un factor de reducción $(R_1)_o$ toma en cuenta el efecto de aberturas en el relleno durante la evaluación fuera del plano de paneles de relleno y es evaluado usando la Ecuación 19.21.

$$(R_1)_o = \frac{5}{4} \left(1 - \frac{A_{\text{abertura}}}{A_{\text{mampostería}}} \right) \quad (\text{Ec. 19.21})$$

Aquel panel de relleno con aberturas de menos del 20% del área total del panel puede ser asumidos como panel de relleno completo (sin aberturas) para la evaluación fuera del plano; es decir, $(R_1)_o = 1$.

II.23.4.3 Daño Existente en el Relleno.

La existencia daños en el relleno debe ser considerada para en la evaluación fuera del plano. Un factor de reducción para el daño existente en el panel $(R_2)_o$ debe ser obtenido de la Tabla 46 (se permite la interpolación lineal entre los valores dados). Nótese que $(R_2)_o$ depende del nivel de daño existente en el panel y sobre la relación de esbeltez (h/t) del panel. Para paneles sin daño existente en el panel, el factor de reducción $(R_2)_o$ debe ser tomado como la unidad; es decir, $(R_2)_o=1$.

Tabla 46

Factores de Reducción según Nivel de Daños. Fuente: tabla 4, del estudio “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, p. 36, (Al-Chaar, 2002, enero).

h/t	(R ₂) _o POR NIVEL DE DAÑOS	
	Moderado	Severo
5	0.997	0.994
10	0.946	0.894
15	0.888	0.789
20	0.829	0.688
25	0.776	0.602

II.23.4.4 Flexibilidad de los Elementos del Pórtico.

Los miembros que forman el sistema estructural apórticado de la edificación deben proporcionar suficiente confinamiento y resistencia a la acción de arqueo para desempeñarse adecuadamente. Un factor de reducción (R₃)_o debe ser considerado durante la evaluación fuera del plano del relleno, para casos donde los pórticos no proporcionan el confinamiento adecuado. Dependiendo de la ubicación del panel de relleno que está siendo evaluado, el elemento de pórtico de confinamiento más pequeño (E_cI_{columna} para columnas o E_cI_{viga} para vigas) debe ser comprobado para el cumplimiento con un valor mínimo del índice de "Confinamiento" (E_cI_{pórtico} = 5.85x10⁹ kgf-cm²).

Basado en las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos del pórtico de confinamiento, el factor de reducción de flexibilidad (R₃)_o es evaluado por la Ecuación 19.22 para elementos con un índice de E_cI_{pórtico} mayor que 5.85x10⁹ kgf-cm².

$$(R_3)_o = 0.4 + 5.29^{-8} E_c I_{p\acute{o}rtico} \quad (\text{Ec. 19.22})$$

donde:

E_C : módulo de elasticidad del material de los miembros del pórtico de confinamiento en (Kgf/cm²). El subíndice se refiere a “confinamiento”. No confundir con el módulo de elasticidad del concreto.

$I_{pórtico}$: momento de inercia menor entre I_{viga} y $I_{columna}$, en (cm⁴)

Para elementos con índices de $E_C I_{pórtico}$ mayor que 26.30×10^6 kgf-cm², o elementos con continuidad en el relleno como se explica en el párrafo siguiente, $(R_3)_o$ pueden ser tomados como la unidad. $(R_3)_o = 1$

Los miembros de pórticos para ser comprobados durante la evaluación del relleno en ubicaciones diferentes dentro de una estructura son presentados en la Figura 152. *Sólo los elementos del pórtico que no tienen relleno a ambos lados deben ser evaluados.* Para el relleno #1, el elemento más pequeño entre la viga superior y las columna derecha e izquierda deben ser comprobadas. Estos elementos no tienen la continuidad del relleno a ambos lados. Para el relleno #2, sólo la columna izquierda debe ser evaluada porque los otros tres elementos de confinamiento tienen la continuidad del relleno a ambos lados. De la misma manera, sólo la viga superior debe ser comprobada durante la evaluación de panel #3. Como todos los elementos del pórtico de confinamiento del panel #4 tienen la continuidad en el relleno, los elementos del pórtico no requieren de esta evaluación y el factor de reducción de flexibilidad $(R_3)_o$ puede ser tomado como la unidad (1.0). $(R_3)_o = 1$

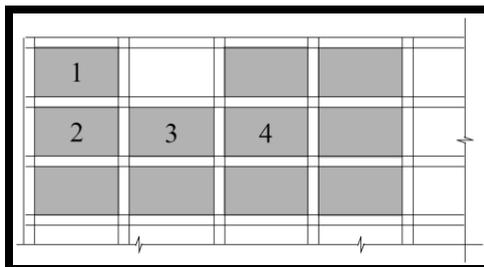


Figura 152. Localización de relleno URM. Fuente: figura 18, del estudio “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, p. 37, (Al-Chaar, 2002, enero).

II.23.4.5 Efecto de las Cargas Fuera del Plano sobre la Capacidad En el Plano.

Los efectos de cargas fuera del plano no pueden ser descuidados cuando se analiza la capacidad en el plano de una estructura con paneles de relleno de MNR. La capacidad en el plano puede ser considerablemente reducida si cargas grandes fuera del plano existen. La Ecuación 19.23 debería ser usada para tomar en cuenta esta reducción en la capacidad en el plano. Esta fórmula de interacción fue desarrollada basada en el análisis de elemento no finito lineal (FEA por sus siglas en inglés) sobre pórticos con paneles de relleno. Sin embargo, si la demanda fuera del plano es menor o igual al 20% de la capacidad fuera del plano, la capacidad en el plano no debería verse reducida, y por lo tanto, la Ecuación 19.23 no se aplica.

$$\frac{IP_{\text{reducido}}}{IP_{\text{capacidad}}} = 1 + \frac{1}{4} \frac{OP_{\text{demanda}}}{OP_{\text{capacidad}}} - \frac{5}{4} \left(\frac{OP_{\text{demanda}}}{OP_{\text{capacidad}}} \right)^2 \quad (\text{Ec. 19.23})$$

donde:

IP_{reducido} : capacidad en el plano considerando cargas fuera del plano

$IP_{\text{capacidad}}$: capacidad en el plano encontrada de la sección sobre procedimientos generales para evaluar la capacidad de marcos de pórticos con relleno que usan análisis “Pushover”.

OP_{demanda} : la demanda fuera del plano ubicada sobre el pórtico de relleno.

$OP_{\text{capacidad}}$: la capacidad fuera del plano encontrada de la sección sobre evaluación de la resistencia fuera del plano.

II.23.5 Expresiones alternativas para estimar la deriva relativa máxima (Δ/h), el esfuerzo máximo nominal de corte (f'_v), y un valor alternativo de la resistencia a compresión (f'_m) de la Mampostería No Estructural Confinada.

Dado que el presente trabajo no cuenta con datos obtenidos de ensayos a especímenes de MNR (Mampostería No Reforzada o Estructural) obtenidos en sitio, ni de ensayos de laboratorio de pórticos con miembros de perfiles IPN (laminados en caliente) con paneles de relleno de MNR confinada, se recurre al estudio que se expone seguidamente para estimar las propiedades de la MNR confinada.

El estudio al que aquí se hace referencia fue realizado por Enrique Castilla, profesor del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), publicado en el Boletín Técnico IMME N°79, y titulado “*Experiencias Recientes en Mampostería Confinada Sismo-Resistente*”, (Castilla, 1990), se efectuaron ensayos a 10 paredes portantes de mampostería no estructural confinadas en pórticos de concreto reforzado a escala natural, cada uno con una altura aproximada de 2.20m, empleando bloques huecos de de arcilla de 30x20x15 (largo-alto-ancho respectivamente), resistencia promedio a la compresión de 5 muretes igual a 17.23 kgf/cm² ($f'_m=17.23$ kgf/cm²), con relación de esbeltez alto vs. largo en 4 de ellos de 0.74 ($e=0.74$), otros 3 con esbeltez de 0.99 ($e=0.99$) y los 3 restantes con esbeltez de 1.26 ($e=1.26$). Todas las mamposterías no estructurales confinadas se ensayaron contra carga lateral en el tope y contenida en el plano de la pared hasta alcanzar su agotamiento; además de aplicarles una carga axial para simular cargas de gravedad, variando según un esfuerzo compresor de 0%, 12.5% y 25% de f'_m . El relleno con mortero en juntas verticales resultó deficiente, por lo que

puede considerarse inexistente (esto puede representar una reducción del 40% de la resistencia). Uno de los ensayos consistió en aplicar la carga lateral de manera monótonamente creciente a una de las mamposterías no estructural confinadas con $e=0.74$; los restantes se ensayaron contra ciclos de desplazamientos controlados alternantes y crecientes. Para el presente trabajo es de especial interés considerar las siguientes expresiones propuestas en el estudio ya citado:

Deriva relativa máxima (nivel aceptable de resistencia y daño):

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{e}{700} \quad (\text{Ec. 19.24})$$

Esfuerzo máximo nominal de corte:

$$f'_v = 2.72 \frac{f}{f'_m} + 1.44e \quad (\text{Ec. 19.25})$$

donde:

- e: esbeltez alto contra largo
- Δ : deriva del pórtico
- h: altura del pórtico
- f'_m : esfuerzo máximo nominal de compresión
- f: esfuerzo compresor actuante

II.24 ESCUELAS TIPO R.

Como ya se ha mencionado, el presente Trabajo Especial de Grado está enmarcado dentro del Proyecto de Investigación IMME UCV N° 2005000188 titulado “*Reducción de Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares*”, y coordinado por El Prof. Oscar A. López. De entre las distintas tipologías de edificaciones escolares existentes en todo el Territorio Nacional, el citado Proyecto reconoce que un número significativo de estas edificaciones fueron construidas basándose en las normas de 1.947, 1.955 y 1.967, con exigencias de diseño sismorresistente significativamente menores a las incluidas en las normas modernas. Tal es el caso de las edificaciones escolares catalogadas como: Cajetón, Antiguo I, Antiguo II, Tipo R (rurales), Patrimoniales y Módulo Base; y a las cuales se enfoca dicho proyecto. En el presente trabajo, serán estudiadas las edificaciones escolares Tipo R en particular.

El presente trabajo hace uso del “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), para poder identificar los sistemas estructurales que conforman las edificaciones escolares rurales o Tipo R, y a las que se les hace referencia por simplicidad como Escuelas tipo R. Del mismo modo, en lo sucesivo en este trabajo se hará referencia al citado Manual como simplemente Manual de FEDE.

Hay que tomar en cuenta que en las Escuelas Tipo R se utilizan edificios Tipo R-1, R-2 y R-3, los cuales consisten en locales de una, dos y tres aulas respectivamente. La Figura 153 muestra plantas tipo de esta modulación.

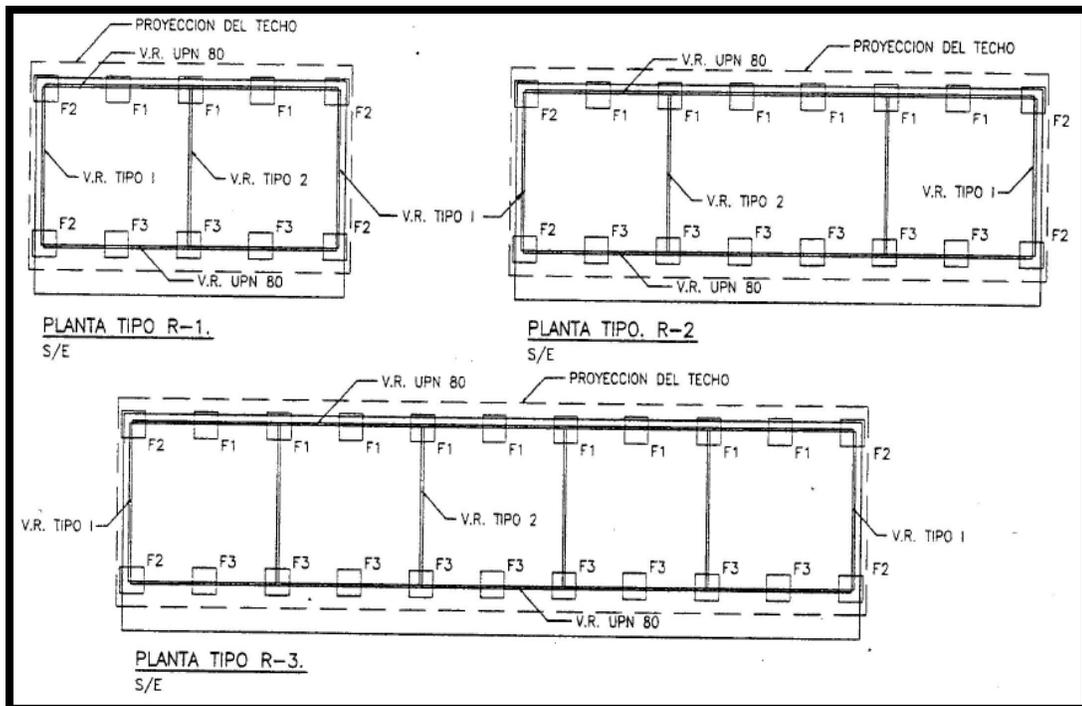


Figura 153. Plantas tipo de la Modulación de Escuelas Rurales tipo R-1, R-2 y R3. Fuente: Figura de página 33, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

II.24.1 Escuelas Tipo R Tradicional y Tipo R Modificado.

En el Manual de FEDE (*op. cit.*) se identifican dos tipos de sistemas constructivos para las Escuelas Tipo R:

Escuelas Tipo R Tradicional.

- *Características del sistema:* Sistema porticado conformado por elementos metálicos livianos, de fácil ensamblaje en obra, para un piso con crujía simple y cubierta de techo liviano a dos aguas.
- *Agrupación:* Edificios independientes que agrupados entre sí; forman un conjunto discontinuo. Se utiliza generalmente en zonas rurales con gran disponibilidad de terrenos.
- *Crecimiento:* La edificación crece horizontalmente de uno (1) a doce (12) módulos estructurales.
- *Componentes estructurales:*
 - Losa de fundación de $e=15\text{cm}$.
 - Columnas: Perfiles IPN 100, fijados a la losa mediante un anclaje apernado
 - Vigas: Perfiles IPN 100
 - Cubierta: formada por perfiles omega (correas) sobre la cual se apoya una cubierta de paneles livianos.
- *Uniones estructurales:*

Uniones articuladas, apernadas o soldadas.

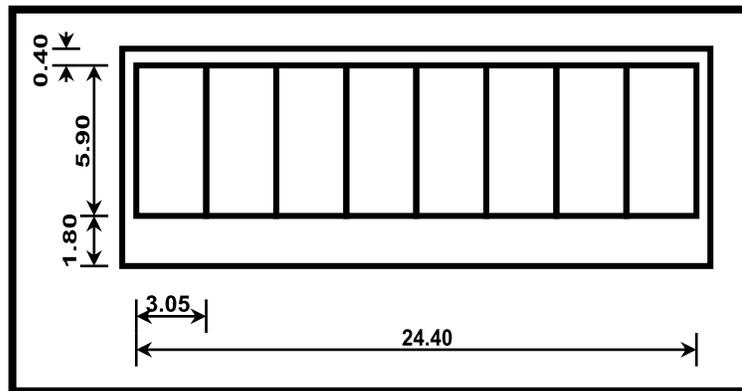


Figura 154. Crecimiento horizontal de una Escuela Tipo R Tradicional, desde 1 hasta 12 módulos. Fuente: Figura de página 7, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

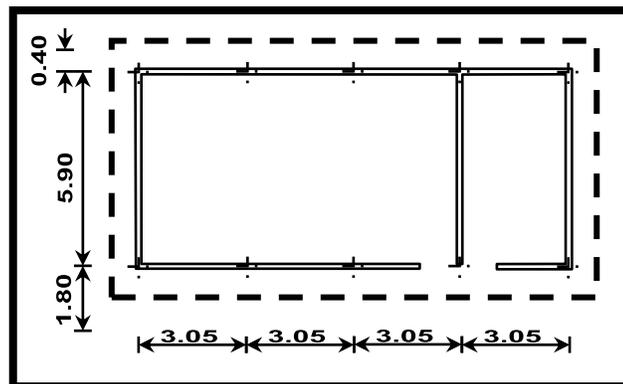


Figura 155. Ejemplo de una Planta de Escuelas Tipo R Tradicional. Fuente: Figura de página 7, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

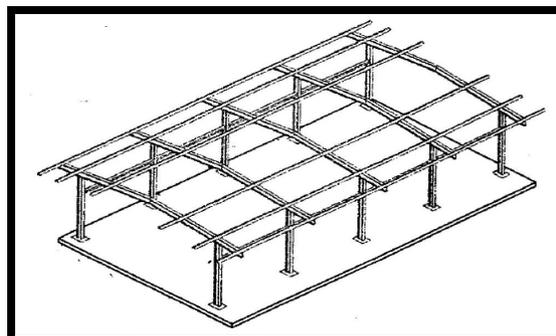


Figura 156. Modelo ilustrativo de la estructura de las Escuelas Tipo R Tradicional. Fuente: Figura de página 7, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

Escuelas Tipo R Modificado.

Sistema con las mismas características, coordinación estructural, agrupación, crecimiento, componentes y uniones estructurales del sistema R.

Posee un volado en el pasillo de circulación de 1.80m, alero posterior de 1.05m, bordes laterales y posteriores de la losa de piso de 0.40m y altura de cumbrera de 4.36m.

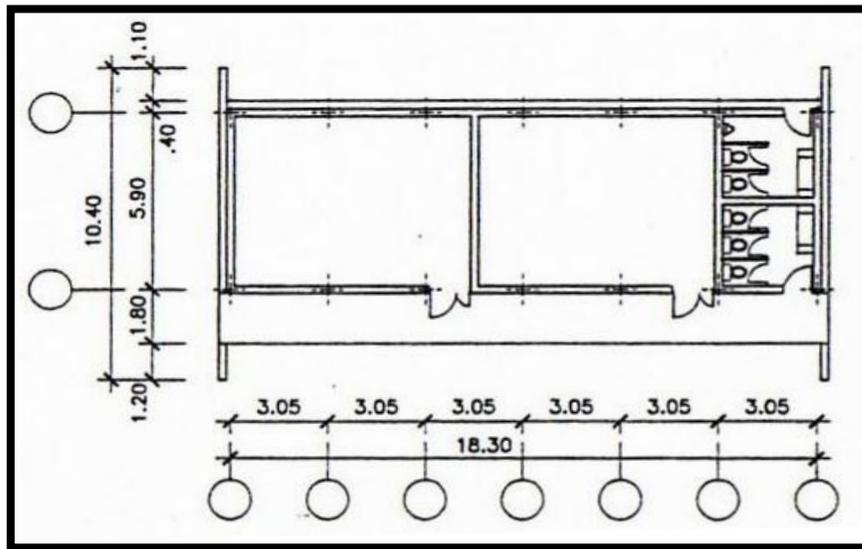


Figura 157. Ejemplo de una Planta de Escuelas Tipo R Modificado. Fuente: Figura de página 8, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

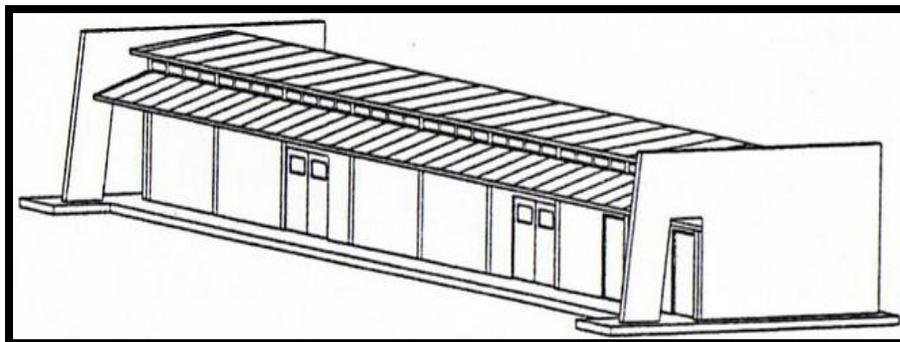


Figura 158. Modelo ilustrativo de la estructura de las Escuelas Tipo R Modificado. Fuente: Figura de página 8, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

II.24.2 Cambio de cubierta. Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, Tipo R Modificada Reforzada y Tipo R Reforzada con columnas de concreto.

Es importante destacar el Manual de FEDE (*op. cit.*) contempla el rescate y mejoramiento de edificaciones escolares, construidas exclusivamente con el sistema estructural de la Escuelas Tipo R Tradicional y Tipo R Modificado, cuyas características corresponden con las anteriormente mencionadas. Las anteriores estructuras rescatadas y mejoradas según el Manual de FEDE (*op. cit.*) se distinguirán mediante el adjetivo “Reforzada”. El Manual de FEDE (*op. cit.*) consiste fundamentalmente en el cambio de la cubierta de techo liviana por otra con acabados en tejas criollas. En razón a lo anterior, en lo sucesivo se distinguirán en el presente trabajo 4 modalidades de Escuelas Tipo R: 2 sin refuerzo y 3 con refuerzo, tal y como sigue:

- Escuelas Tipo R Tradicional.
- Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.
- Escuelas Tipo R Modificada.
- Escuelas Tipo R Modificada Reforzada.
- Escuelas Tipo R Reforzada con columnas de concreto (Alternativa).

En general, el procedimiento propuesto por el Manual de FEDE (*op. cit.*) para el rescate y mejoramiento de estas edificaciones es el siguiente:

- Evaluación general de la edificación realizada por profesionales en el área de la ingeniería o de la arquitectura.
- Reemplazo de columnas existentes IPN100 por perfiles IPN140 para adecuarse a las normas COVENIN-MINDUR 1756:98 (norma precedente a la COVENIN-MINDUR 1756:2001).
- Efectuar calicatas para verificar la existencia de fundaciones. En caso de que la Escuela Tipo R no posea fundaciones, se procede a la construcción y arriostre de las mismas, dependiendo de la modulación mostrada en la Figura 153 ya mostrada.
- Soldar las cartelas centrales y las laterales. En el caso de las Escuelas Tipo R Modificada se siguen los mismos pasos desde el desmontaje de la cubierta, pero no es necesario reforzar la cartela del alero.
- Solo en el caso de que las correas sean IPN, se preparan las mismas con los listones de madera saqui-saqui.
- Se refuerzan los pórticos con vigas IPN 100 soldadas a tope a las columnas.
- Se construyen los machones en las paredes transversales.
- Colocación del nuevo techo:

- Láminas planas de fibro-cemento (tipo Plycem o similar) de 14 mm de espesor, con separación entre correas de 0.61m, partiendo desde los bordes hacia el centro y colocando sobre la cumbrera dos correas.
 - Láminas planas de Machihembrado, con separación entre correas de 0.60m, partiendo desde los bordes hacia el centro y colocando sobre la cumbrera dos correas.
 - Malla de metal expandido (malla Riplex) con mortero, con separación entre correas de 0.55m, partiendo desde los bordes hacia el centro y colocando sobre la cumbrera dos correas.
- Aplicación del manto de impermeabilización de 3 mm de espesor.
 - Colocación de la cubierta final de teja criolla.

En correspondencia con el alcance y las limitaciones presentadas en la Sección I.4 del presente trabajo, se omiten las consideraciones expuestas en el Manual de FEDE (*op. cit.*) para el reforzamiento de las fundaciones en las Escuelas Tipo R; y asumir, a modo de convención en el presente trabajo, que las columnas en su base están perfectamente empotradas.

Las siguientes figuras, desde la Figura 159 hasta la Figura 169, se muestran las ilustraciones más representativas del proceso de refuerzo del sistema estructural (ajustados para el cambio de cubierta), que permiten establecer: los tipos de materiales y sus propiedades, los distintos componentes o miembros estructurales, la configuración geométrica de los sistemas estructurales, y criterios necesarios para desarrollar los modelos matemáticos mediante el programa de cálculo estructural SAP2000, ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)).

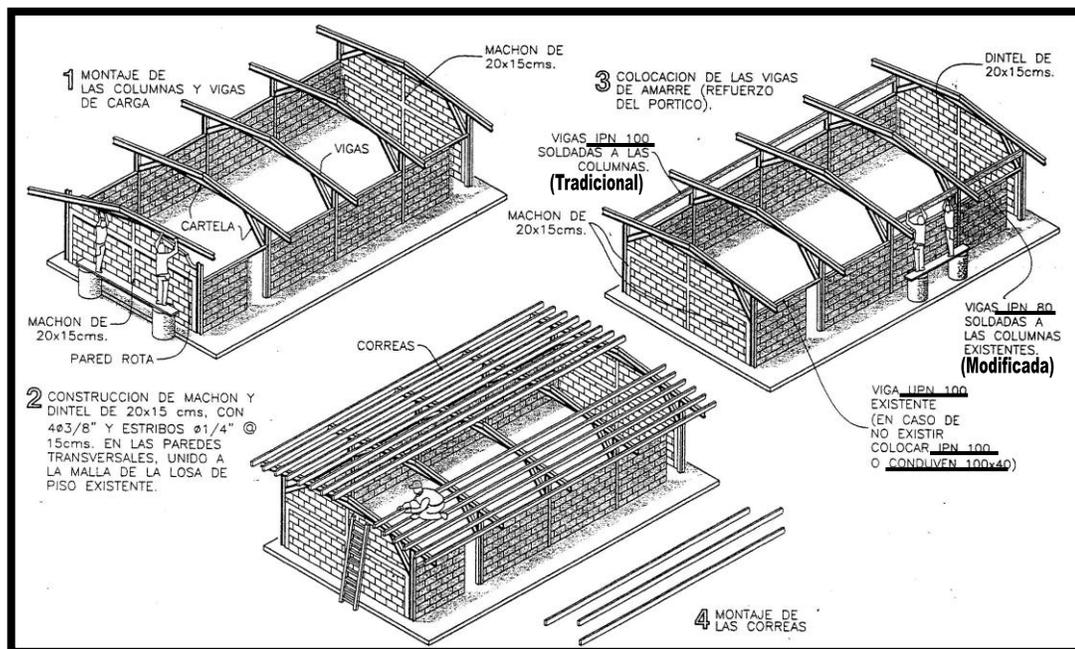


Figura 159. Montaje de la nueva estructura de techo. Fuente: Figura de página 15, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

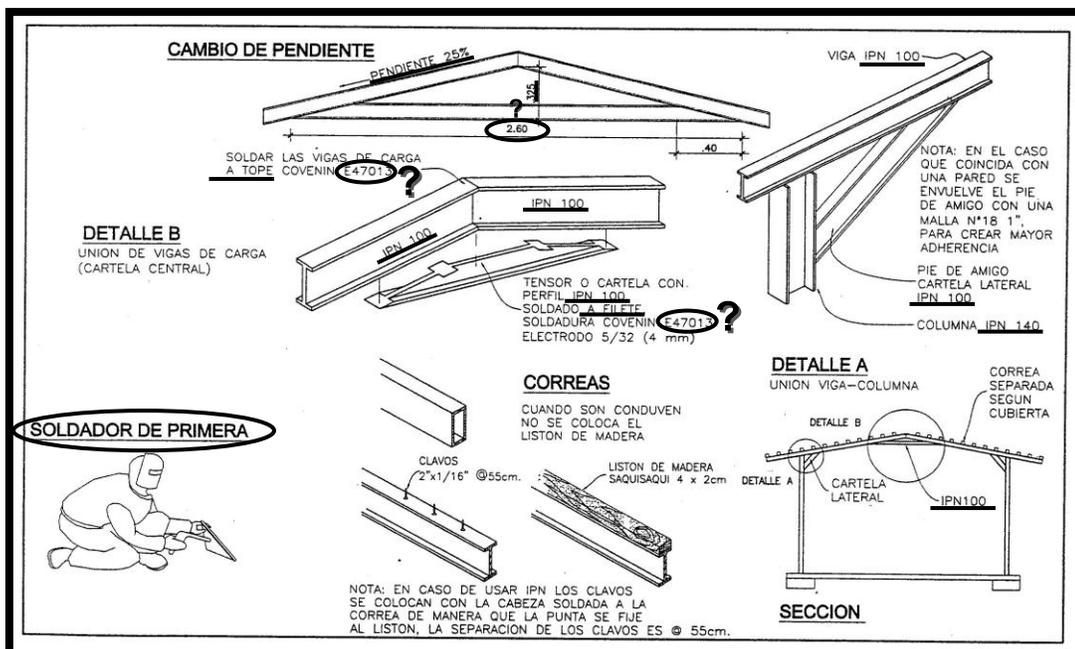


Figura 160. Preparación de los componentes para el nuevo techo. Fuente: Figura de página 14, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

En la Figura 160 se encierra el un círculo bajo un signo de interrogación la dimensión de 2.6m, correspondiente al tensor o cartela con perfil IPN100; ya que si se compara con la Figura 163, Figura 164 y Figura 165, se evidencia que existe una incongruencia en las figuras mostradas en el Manual de FEDE (*op. cit.*), puesto que estas últimas indican para la misma dimensión, el valor de 1.6m. No obstante, pudiera considerarse que la dimensión de 1.6m se trata de un error de tipeo o impresión y que la dimensión correcta es la de 2.6m; si se toma en cuenta que en la Figura 160, la dimensión de 2.6m, corresponde acertadamente con la pendiente de la cubierta y la distancia entre las caras inferiores de las vigas de carga a nivel de la cumbrera y el tensor o cartela en cuestión (0.325m).

Por otro lado, los tipos de electrodos que el Manual de FEDE (*op. cit.*) señala que se requieren para llevar a cabo el proceso de refuerzo del sistema estructural y cambio de cubierta es el COVENIN E47013. Si se toma en consideración lo expuesto en la Sección II.11.10 del presente trabajo, referente a soldaduras, se encuentra que este tipo de electrodos no corresponde con los indicados en las normas COVENIN citadas. Cabe pensar en 2 distintas razones principales para lo anterior: un error de tipeo o imprenta, o un tipo de electrodo particular que posiblemente este considerado en normas precedentes a las consideradas en el presente trabajo. Lamentablemente, en el presente trabajo no se pudo determinar cual de las dos razones es ciertamente la que da lugar a esta discrepancia. Debido a esto y a que era necesario llegar a una decisión concluyente, se optó resolver que el tipo de electrodo es el COVENIN E41413, fundamentándose en lo siguiente:

- Dado que cabe la posibilidad, según el Manual de FEDE (*op. cit.*), de que se empleen perfiles IPN como miembros del sistema estructural, en cualquiera de las Escuelas Tipo R.

- A que como se indicó en la Sección II.13 (referente a la calidad del acero en los miembros de la estructura), los perfiles IPN con $F_Y=2500\text{kgf/cm}^2$ y $F_U=3700\text{Kgf/cm}^2$ son considerados en el articulado *Perfiles IPN de alas Inclínadas de acero laminados en caliente. Segunda Revisión.* (Norma COVENIN 1149:2003, 2003, octubre 29), en el articulado *Perfiles (IPN) de alas Inclínadas de acero, laminados en caliente. Primera Revisión.* (Norma COVENIN 1293:1985, 1986, octubre 14) (los denominado AE-25), y en el *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo II. Diseño de Miembros y Uniones. Segunda Edición.* (SIDOR, 1982b), avalándose este último en la norma COVENIN 1149-1978 (los denominados PS-25).
- Se convino descartar la posibilidad de un error de tipeo o impresión por adición del dígito “4” luego de la letra “E”, pretendiendo referirse al tipo de electrodo E70 según la clasificación americana AWS (ver Sección II.11.10); ya que, debido al razonamiento en el punto anterior, se pudiese estar incurriendo en el error de considerar una resistencia superior a la que en realidad posea la soldadura.
- Y a que, como se ha expuesto ya en el presente trabajo, la falla en una conexión debida a la soldadura representa un modo de falla frágil (Ver Sección II.16 del presente trabajo), la cual no es deseable que presente en un diseño sismorresistente; y por lo tanto, que la resistencia a la tracción del electrodo (F_U) sea igual o superior a la resistencia cedente del metal base (F_Y). La resistencia del electrodo E414 es aproximadamente $F_U=4200\text{Kgf/cm}^2$, la cual es mayor a la resistencia cedente $F_Y=2500\text{kgf/cm}^2$ de los perfiles PS-25 y AE-25.

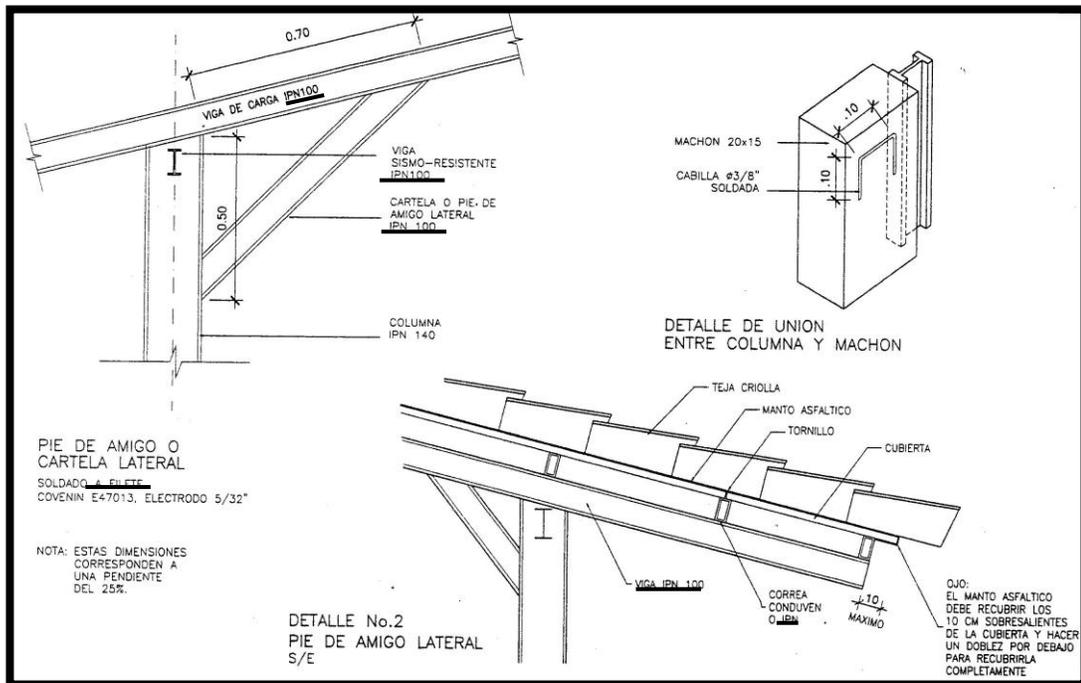


Figura 161. Reforzamiento estructural. Fuente: Figura de página 30, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

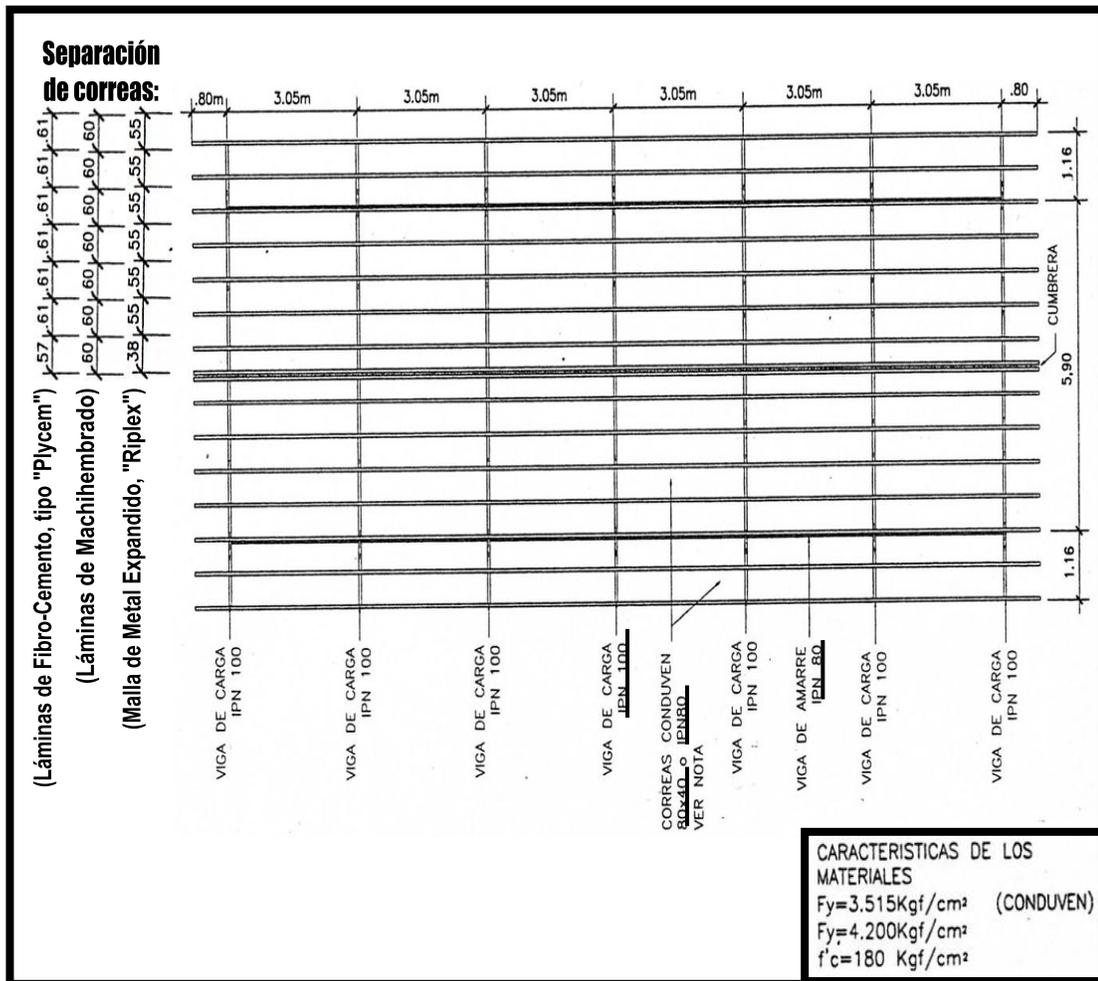


Figura 162. Planta Techo (Vigas y Correas). Fuente: Figura de página 16, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

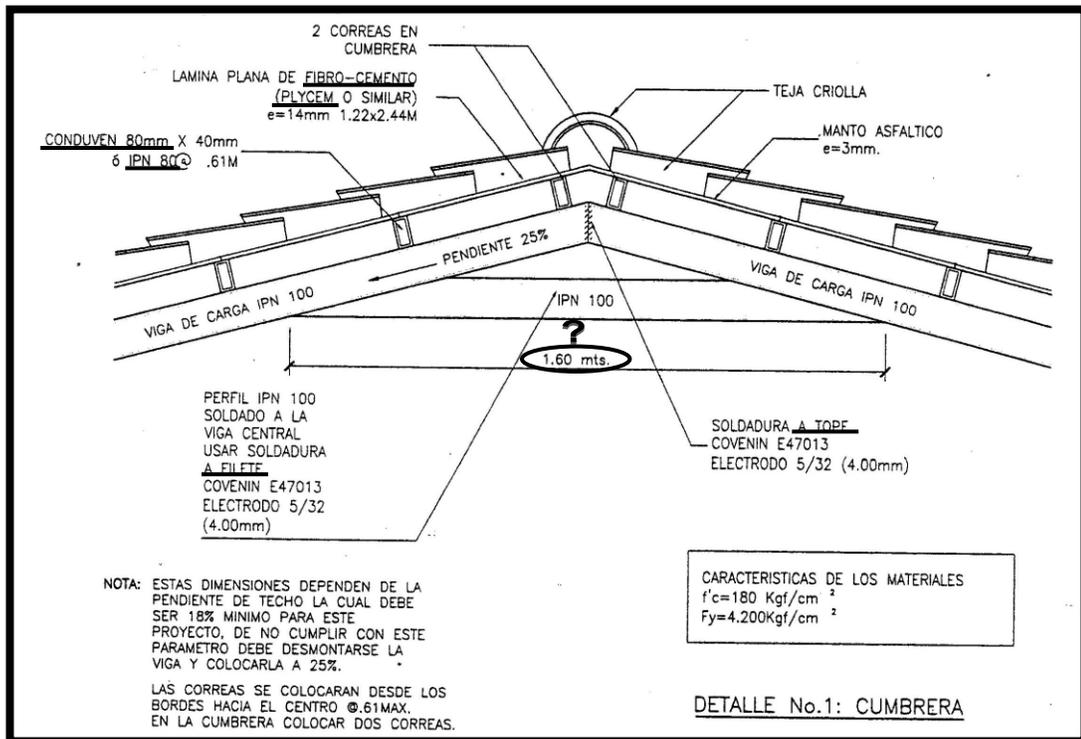


Figura 163. Detalle de cumbra y cubierta de techo con láminas planas de fibro-cemento (Plycem o similar). Fuente: Figura de página 20, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

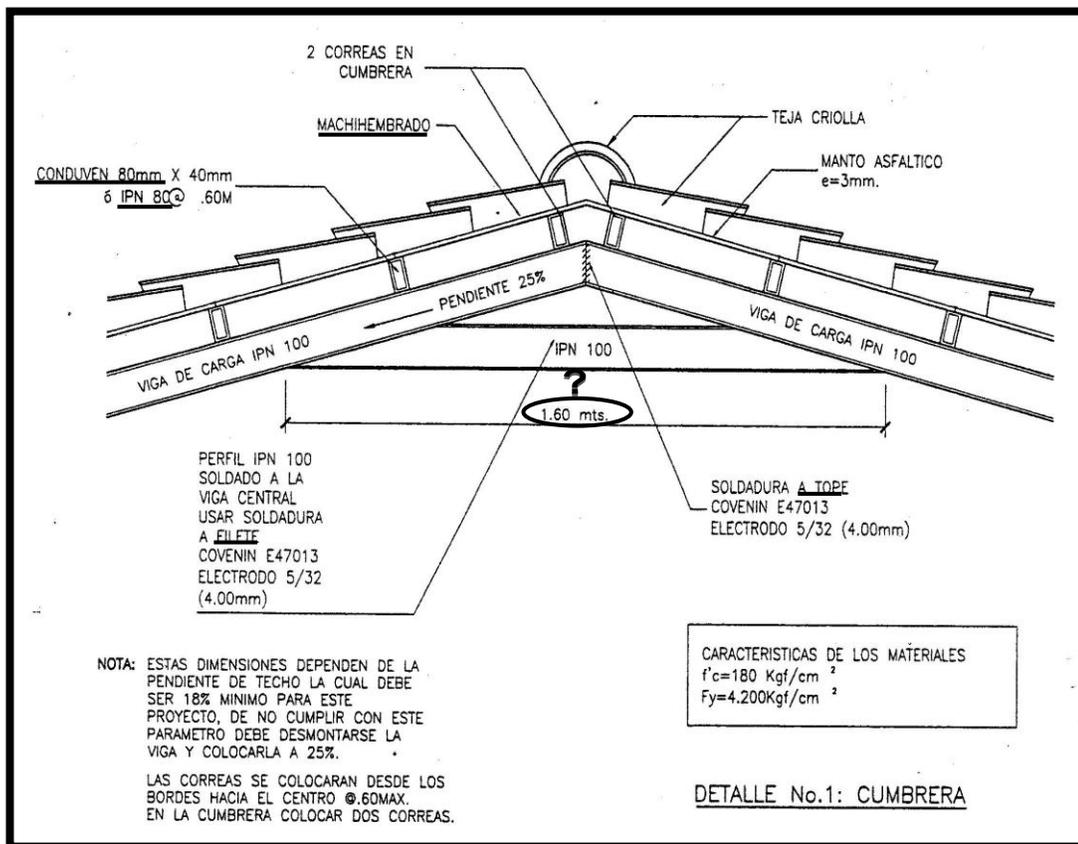


Figura 164. Detalle de cumbrera y cubierta de techo con machihembrado. Fuente: Figura de página 24, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

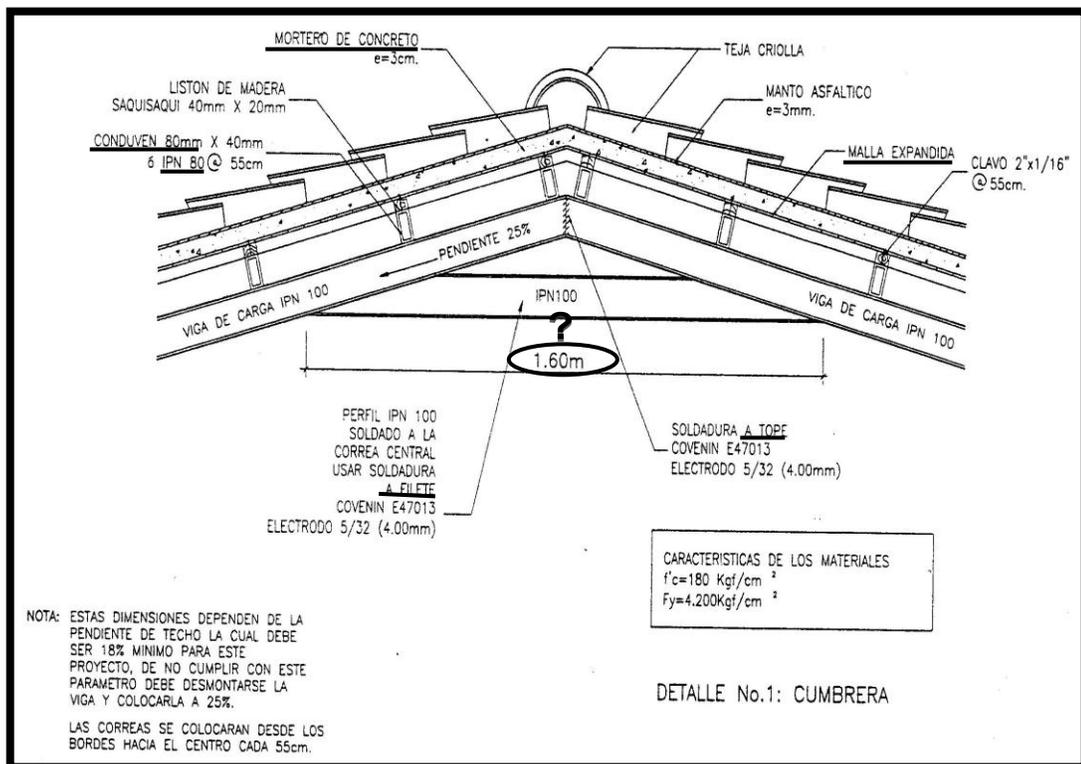


Figura 165. Detalle de cumbrera y cubierta de techo con malla metálica expandida (malla tipo Riplex). Fuente: Figura de página 28, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

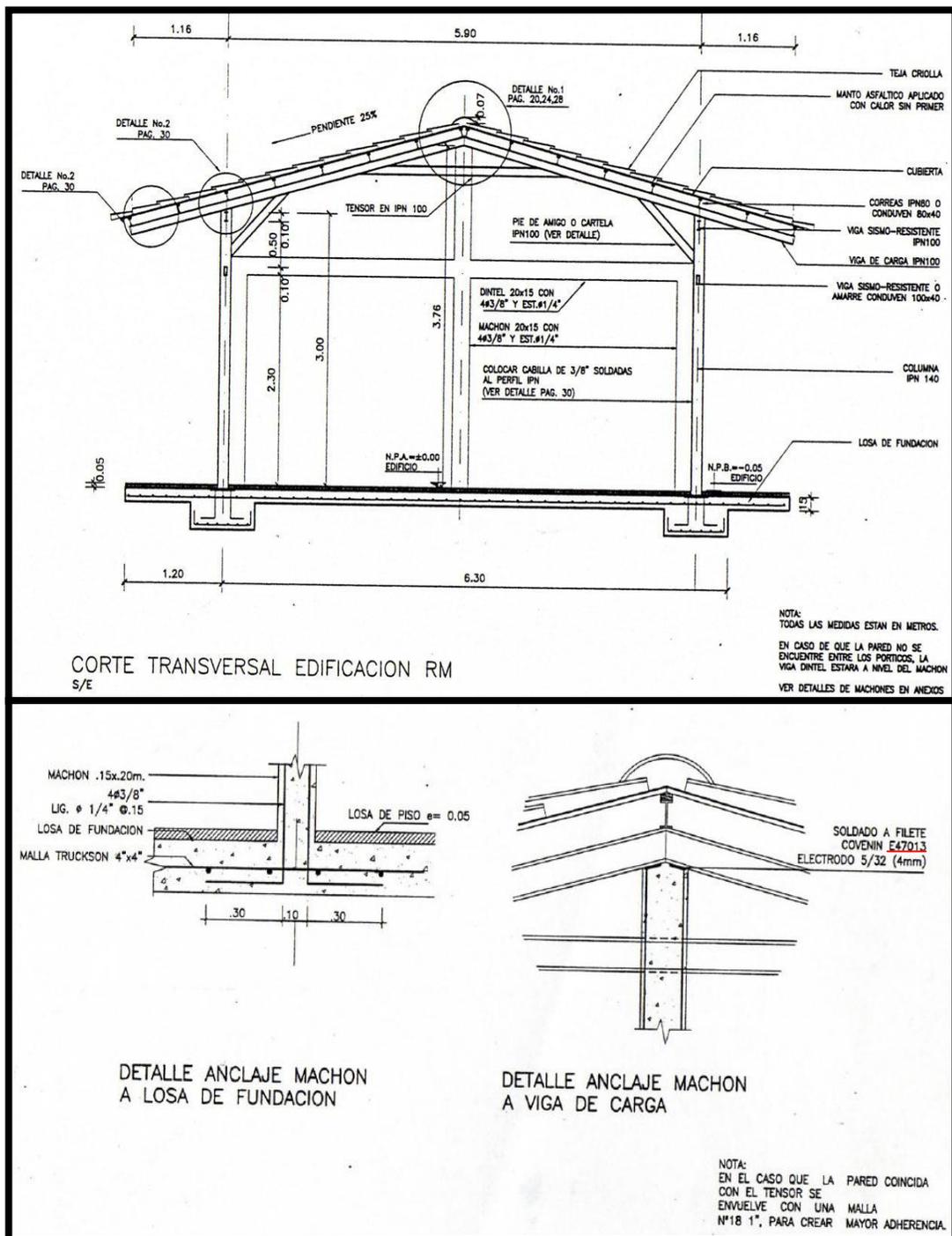


Figura 166. Corte transversal de la Escuela Tipo R Tradicional Reforzada y detalle del machón central. Fuente: Figuras de las páginas 29 y 62, Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R, (FEDE, s.f. a).

Cuando se trate de Escuelas Tipo R Modificada, el procedimiento propuesto por el Manual de FEDE (*op. cit.*) para el rescate y mejoramiento de estas, consiste en la misma secuencia indicada para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada. Como se explicó anteriormente, las Escuelas Tipo R Modificada poseen un alero para proteger el pasillo de circulación, el cual también debe ser reforzado para poder colocar la nueva cubierta de techo y del alero, y donde esta última se realiza de forma análoga a la de la cubierta de techo de la estructura. Ver Figura 167 y el detalle en la Figura 168.

Sin embargo, el Manual de FEDE (*op. cit.*) indica que se excluye para las Escuelas Tipo R Modificada Reforzada el amarre del pórtico indicado en el paso 3 (perfiles IPN100), de la anterior Figura 159 del presente trabajo, ya que suponen que estas edificaciones poseen como vigas de amarre perfiles IPN 80 (encerrado en un círculo en la Figura 159).

Además como se aprecia en la Figura 158, la presencia de sendos muros en los extremos de las Escuelas Tipo R Modificada y las Escuelas Tipo R Modificada Reforzada, es el rasgo más característico que diferencia a estas edificaciones de las Escuelas Tipo R Tradicional y las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

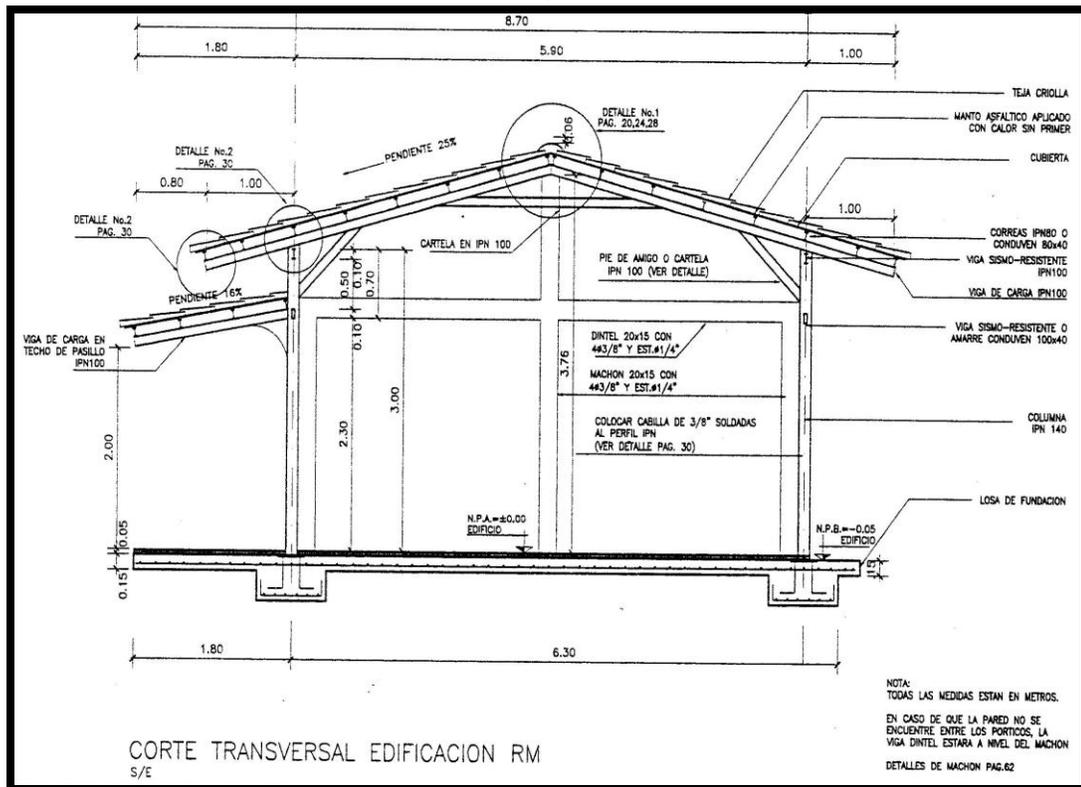


Figura 167. Corte transversal de la Escuela Tipo R Modificada Reforzada. Fuente: Figura de página 45, Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R, (FEDE, s.f. a).

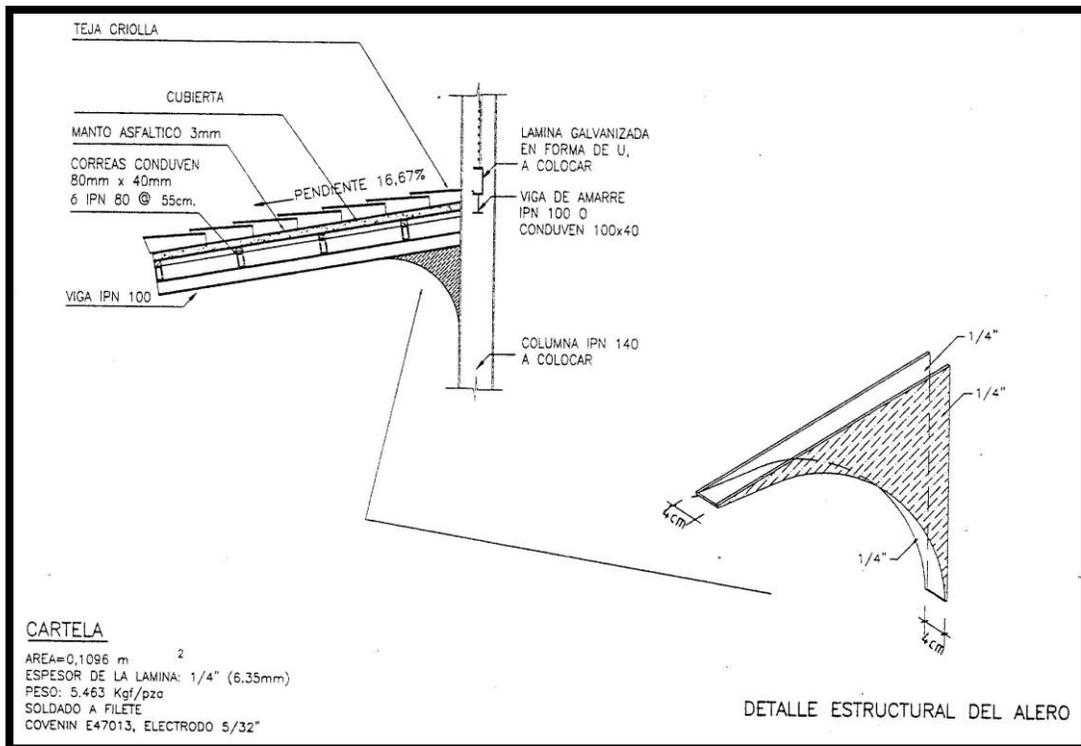


Figura 168. Detalle estructural del alero de las Escuela Tipo R Modificada Reforzada. Fuente: Figura de página 46, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

Las Escuelas Tipo R con columnas de concreto con prolongación en acero en el tope mediante anclajes son una forma alternativa para reforzar las Escuelas Tipo R, y las cuales son mostradas en la parte de los Anexos del Manual de FEDE (*op. cit.*). Ver Figura 169 y el detalle en la Figura 170.

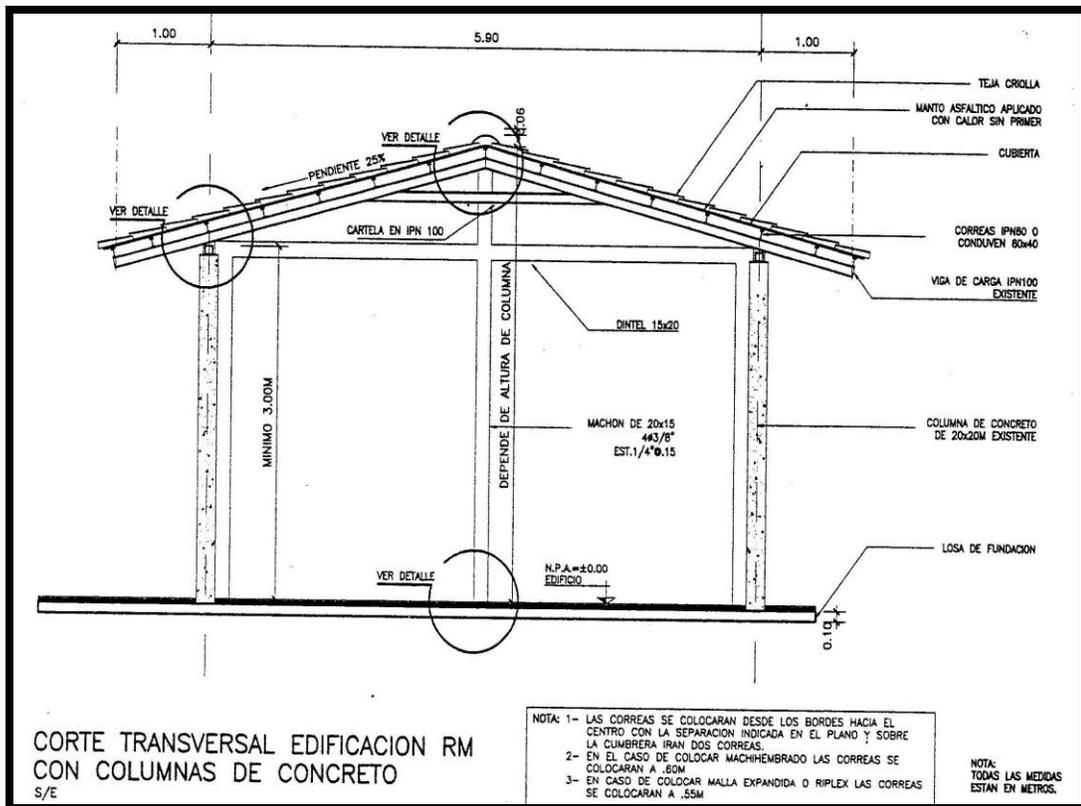


Figura 169. Corte transversal de la Escuela Tipo R Reforzada con columnas de concreto. Fuente: Figura de página 60, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

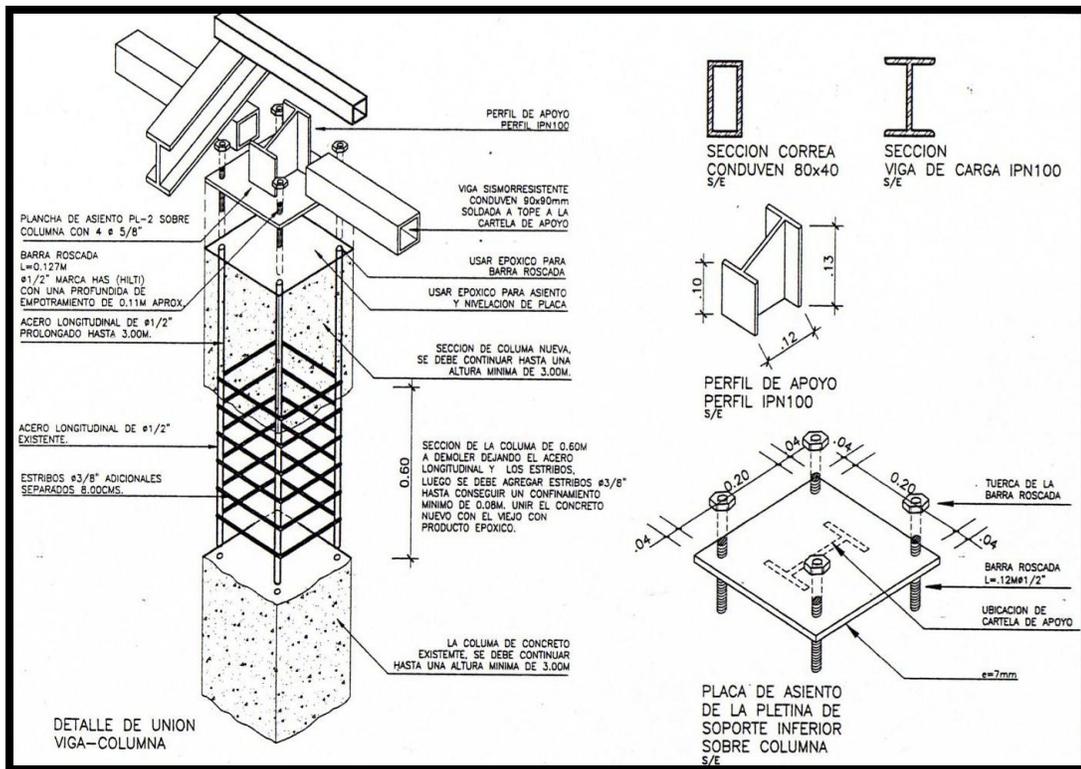


Figura 170. Detalle de prolongación de columna de concreto. Fuente: Figura de página 61, *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA. (Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

PARTE II

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Azancot M., Roberto A.

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, diciembre de 2012

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA. (Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

PARTE II

Tutor Académico: Prof. Ricardo A. Bonilla M.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Azancot M., Roberto A.

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, diciembre de 2012

PARTE II

CAPÍTULO III

MÉTODO

Las actividades a llevarse a cabo en este trabajo especial de grado son las siguientes:

1. Elaboración de una clasificación de elementos no estructurales, indicándose las principales amenazas que estos revisten sobre la integridad de las personas que se encuentran dentro de las edificaciones escolares a la hora de ocurrir un eventual sismo.
2. Revisión del informe titulado “*Evaluación Estructural de Centros Educativos Dañados durante el Terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997, Estado Sucre*”, el cual fue elaborado por los ingenieros José Luís Alonso G. y Felipe Figuera R., de fecha septiembre de 1997 (Alonso y Figuera, 1997); esto con la finalidad de discriminar que planteles incluidos en dicho Informe cuentan con sistemas estructurales similares a los de las Escuelas Tipo R, y que daños sufrieron, lográndose así tener una referencia de las fallas típicas que pudieran presentarse este tipo de estructuras.
3. Revisión de material (informes técnicos relacionados con las características de las Escuelas Tipo R) disponible del Proyecto de Investigación IMME UCV titulado “*Reducción de Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares*”, coordinado por el Prof. Oscar A. López (López, 2009).
4. Investigación en diversos materiales bibliográficos, hemerográficos y de Internet relacionados principalmente con: los sismos, estudio y rehabilitación de edificaciones existentes, la vulnerabilidad sísmica, las

Escuelas Tipo R, los elementos no estructurales, las diversas normativas (principalmente las normas COVENIN) sobre las cuales se rige el diseño sismorresistente, el análisis lineal y no lineal (*Pushover*) de estructuras, el la aplicación del Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad del documento FEMA 440 (ATC, 2005) para la estimación de la ductilidad de una estructura, el factor de reducción “R” del espectro de respuesta sísmica elástica, los límites de derivas elástica y total, los tipos de conexiones en estructuras metálicas e investigaciones realizadas sobre el comportamiento de éstas, los diferentes métodos de análisis y evaluación de mampostería no estructural, el uso del programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995), para la elaboración y análisis de modelos matemáticos, entre otros.

5. Elaborar, según las fuentes disponibles, una muestra fotográfica d suficientemente representativa de algunas de las variantes que pueden presentarse a nivel nacional de los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R.
6. Visita de campo a dos escuelas ubicadas en Caracas (C.P.B. Virginia Vera y E.B.N. J. A. Zamora), en las cuales se “presume” que cuentan con sistemas estructurales similares a los de las Escuelas Tipo R consideradas por el *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a), hacer una inspección visual de las estructuras allí presentes, realizar las mediciones necesarias a que hubieren lugar y elaborar un archivo fotográfico de los principales miembros que constituyen el sistema estructural identificado y su configuración general; esto con la finalidad de evaluar la premisa de “presunción”.
7. Identificar y fotografiar los elementos no estructurales presentes en las escuelas visitadas, a fin de elaborar un archivo fotográfico de estos,

atendiendo a la clasificación de elementos no estructurales desarrollada en el presente trabajo.

8. Elaboración de planos arquitectónicos y estructurales en 2D de las edificaciones escolares identificadas como Escuelas Tipo R en las visitas efectuadas a planteles escolares.
9. Desarrollo de modelos matemáticos en 3D, en el programa de cálculo estructural SAP2000 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)), que sean suficientemente representativos de los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R en los que se enfocará la investigación, considerando y sin considerar la mampostería no estructural, por medio del método de bielas equivalentes excéntricas, propuesto por Dr. Al-Chaar ([Al-Chaar, 2002](#)).
10. Elaboración de modelos en 3D con detalles arquitectónicos generales de los sistemas estructurales a analizar.
11. Ejecución de los Análisis Estáticos No Lineales con cargas monótonamente creciente (*Pushover*) para la obtención las curvas de Capacidad particulares a cada una de las estructuras de las Escuelas Tipo R contempladas en el presente trabajo; orientándose principalmente para este fin en las especificaciones contenidas en FEMA 273 ([ATC, 1997a](#)), FEMA 356 ([ASCE, 2000](#)), FEMA 440 ([ATC, 2005](#)), y ATC-40 ([ATC, 1996](#)).
12. Aplicación del Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad del documento FEMA 440 ([ATC, 2005](#)) para determinar el nivel de desempeño sísmico de cada una de las estructuras de las Escuelas Tipo R contempladas en el presente trabajo, tomando en cuenta amenazas sísmicas que van de la zona 3 a la zona 7, pero empleando únicamente espectros de respuesta sísmica elástica. De evidenciarse con la información recabada, que los sistemas estructurales que se consideren en los análisis del presente trabajo se presenten con carácter repetitivo a lo largo del territorio nacional, cada una de estas amenazas sísmicas deberán contemplar la envolvente de las formas

espectrales y factores de corrección ϕ normativos, para así poder considerar las posibles variantes locales de las características del perfil geotécnico del terreno.

13. Identificación, basándose en los resultados obtenidos del desempeño sísmico de las estructuras analizadas, según el *Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440 (ATC, 2005), de cuáles estructuras son capaces de desempeñarse adecuadamente ante la demanda sísmica impuesta, sin presentar fallas estructurales, ni colapso de la mampostería, y que satisfagan los límites de deriva normativos; estableciéndose consecuentemente para éstas, los respectivos factores de reducción "R" equivalentes del espectro de respuesta sísmica elástica representativos a su desempeño sísmico.
14. Ejecución de los análisis dinámico lineales según el *Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel*, indicado en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, considerando los factores de reducción "R" equivalentes ya establecidos para cada sistema estructural y según amenaza sísmica; y con lo cual se hará la verificación de si las estructuras contempladas en el presente trabajo de investigación satisfacen o no los requisitos sísmicos de resistencia y deformación de las normas nacionales vigentes.
15. Análisis de los resultados obtenidos para identificar cómo influye la inclusión ó no de la mampostería no estructural en los modelos, y la cuantificación de los efectos de ésta en el desempeño sísmico, en términos de los modos vibración principales, las derivas y las cortantes basal.
16. Análisis de los resultados obtenidos, para estimar cuál es la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los sistemas estructurales, en términos de la máxima amenaza sísmica para la cual es capaz de desempeñarse adecuadamente, puesto que satisface los requisitos normativos vigentes de resistencia y deformación ante un eventual sismo.

III.1 CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

Tomando en cuenta las recomendaciones incluidas en el documento *Guía y Verificación para Amenazas No Estructurales ante Terremotos en Escuelas de California*⁵⁹ ([Governor's Office of Emergency Services, 2003, enero](#)), se presenta la siguiente clasificación y descripción de elementos no estructurales, indicándose la amenaza que estos revisten, de ocurrir un sismo, sobre la integridad física de las personas que se encuentran dentro de las edificaciones escolares, a fin de establecer ciertos criterios básicos que permitan identificar y clasificar de manera sencilla y satisfactoria la mayoría de los elementos no estructurales que puedan estar presentes en edificaciones escolares (principalmente en las Escuelas Tipo R); tal y como se expone en páginas subsiguientes. En el Anexo K se presenta un archivo fotográfico de alguno de los elementos no estructurales identificados en visitas efectuadas a algunos planteles. Como ya se ha expuesto en el presente trabajo, para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R, sólo se incluye la mampostería como elemento no estructural en algunos de los modelos matemáticos, con el objeto de estimar la influencia que pueda tener ésta sobre la respuesta de las estructuras en cuestión, ante la eventual ocurrencia de un sismo.

⁵⁹ Original en inglés: *Guide and checklist for nonstructural Earthquake hazards in California schools.*

CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

1) Elementos no estructurales en techos y cubiertas:

- 1.1) *Lámparas livianas de luz colgantes del techo*
- 1.2) *Lámparas livianas de luz suspendidas del techo*
- 1.3) *Lámparas livianas de luz adosadas al techo*
- 1.4) *Sistemas de ventilación, extracción de aire y aire acondicionado suspendidos sobre el techo*
- 1.5) *Los Techo falsos suspendidos:*
- 1.6) *Plantas, adornos y otros objetos colgantes*
- 1.7) *Unidades de ventilación suspendidos sobre techos*
- 1.8) *Unidades de aire acondicionado*
- 1.9) *Unidades de calefacción de agua*
- 1.10) *El Techos Decorativo y Especiales*
- 1.11) *Los conductos y tuberías*
- 1.12) *Revestimientos del techo*
- 1.13) *Tejas para techos*
- 1.14) *Tanques elevados de almacenamiento de agua*

2) Mampostería no estructural y elementos no estructurales fijados o embutidos en las paredes:

- 2.1) *Los conductos y tuberías*
- 2.2) *Estanterías tipo repisas*
- 2.3) *Gabinetes y armarios*
- 2.4) *Televisores, monitores y altavoces*
- 2.5) *Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones*
- 2.6) *El Extintor de incendios*
- 2.7) *Mampostería no estructural independiente*
- 2.8) *Tabiquería libre y cubículos divisorios*

- 2.9) *Puertas y divisiones o entradas de vidrio*
- 2.10) *Ventanas de vidrio*
- 2.11) *Unidades de ventilación fijos en paredes*
- 2.12) *Plantas en macetas fijadas a la pared*

3) Muebles y equipos en general:

- 3.1) *Objetos decorativos y religiosos*
- 3.2) *Archivadores, "lockers" y armarios esbeltos*
- 3.3) *Estantería, mostradores y vitrinas*
- 3.4) *Computadores y equipos de escritorio*
- 3.5) *Equipos móviles*
- 3.6) *Peceras y acuarios*
- 3.7) *Plantas en macetas colocadas*
- 3.8) *Mesas, sillas y pupitres*
- 3.9) *Equipos pesados de oficina*
- 3.10) *Refrigeradores y máquinas expendedoras*
- 3.11) *Bebederos*
- 3.12) *Equipo de Gimnasia y deporte*
- 3.13) *Cilindros de gas*
- 3.14) *Equipos del sistema eléctrico*
- 3.15) *Equipos de ventilación, aire acondicionado, bombeo, calefacción de agua*
- 3.16) *Equipos de cocina y aseo*
- 3.17) *Unidades de ventilación sobre el piso*

DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

1) Elementos no estructurales en techos y cubiertas:

1.1) *Lámparas livianas de luz colgantes del techo:* son lámparas fijadas al techo que pueden formar mecanismos de balanceo tipo pendulares, o que no cuentan con sistema de sujeción adecuado de los bombillos.

AMENAZAS:

- Pueden caerse sobre las personas y causar daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona.
- Pueden balancearse ocasionando daños a otras lámparas colgantes o a conductos o tuberías que se encuentren próximas.
- Pueden desprenderse los bombillos y causar golpes a las personas.

1.2) *Lámparas livianas de luz suspendidas del techo:* son principalmente lámparas livianas de bombillos fluorescentes, instaladas en un sistema de techo liviano suspendido, como los de tipo “cielo raso”. Estas lámparas pueden contar con pantallas o difusores de luz. Se consideran aquellas lámparas carecen el sistema de fijación no es capaz de garantizar que no se desprendan de sus soportes o que no cuentan con sistema de sujeción adecuado de los bombillos.

AMENAZAS:

- Pueden caerse sobre las personas y causar daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona.

- Pueden desprenderse los bombillos y causar golpes a las personas.

1.3) *Lámparas livianas de luz adosadas al techo:* son principalmente lámparas livianas de bombillos fluorescentes, que se encuentran adosadas al techo. Estas lámparas pueden contar con pantallas o difusores de luz. Se consideran aquellas lámparas carecen el sistema de fijación no es capaz de garantizar que no se desprendan de sus soportes o que no cuentan con sistema de sujeción adecuado de los bombillos.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas y causar daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona.
- Pueden desprenderse los bombillos y causar golpes a las personas.

1.4) *Sistemas de ventilación, extracción de aire y aire acondicionado suspendidos sobre el techo:* se refiere a los ductos de ventilación, extracción de aire y aire acondicionado que pueden o no que pueden o no estar conectados a un sistema de techo liviano tipo “cielo raso”. Requieren de especial atención puntos donde se ubican las campanas trapezoidales con rejillas de difusión del aire. Se consideran aquellos casos en los cuales los sistemas de soporte y sujeción al techo son inadecuados para prevenir el desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

- 1.5) *Los Techo falsos suspendidos:* : son los tipos de techos falsos livianos, tipo “cielo raso”, que pueden o no contar con lámparas o rejillas de difusión de aire del sistema de ventilación ó aire acondicionado. Se consideran aquellos casos en los cuales los sistemas de soporte y sujeción al techo son inadecuados para prevenir el desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

- 1.6) *Plantas, adornos y otros objetos colgantes:* son adornos pesados tipo móviles, plantas en macetas colgantes, u otros objetos colgantes como por ejemplo campanas o jaulas de pájaros en cautiverio, que pueden formar mecanismos de balanceo tipo pendulares; y que carecen de sistemas de soporte y sujeción al techo que sean adecuados para prevenir el desprendimiento del mismo.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Puede balancearse, golpeando otros objetos cercanos y hacerlos caer.

- 1.7) *Unidades de ventilación suspendidos sobre techos:* se refiere principalmente a ventiladores de techo que se encuentran sobre el techo, especialmente aquellos formar mecanismos de balanceo tipo pendulares, y que pueden o no contar con elementos de confinamiento que aseguren las aspas de un posible desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas, causar daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- En el caso de equipos de ventilación suspendidos del techo, puede ocurrir que se balanceen, dañando tuberías cercanas, conductos, techos, o paredes.
- Pueden desprenderse alguna de las aspas del ventilador, ocasionando lesiones a la personas.

1.8) *Unidades de aire acondicionado:* se refiere a las unidades de aire acondicionado integral (incluyen ductos de ventilación) o independientes, y que pueden estar suspendidos sobre el techo o sobre azoteas. Las unidades de aire acondicionado integral cuentan por lo general con tuberías y conexiones para el suministro del gas refrigerante. Se consideran aquellos casos en los cuales los sistemas de soporte y sujeción son inadecuados para prevenir el desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas, causar daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- En el caso de equipos de refrigeración suspendidos del techo, puede ocurrir que se balanceen, dañando tuberías cercanas, conductos, techos, o paredes.

1.9) *Unidades de calefacción de agua:* se refiere a las unidades de calentadores de agua o de generación de vapor de agua a presión o no, que se ubican sobre techos o colgados de los

mismos. Pueden formar parte de un sistema integral (incluyen tuberías de distribución) o independientes; y que pueden estar suspendidos sobre el techo o sobre azoteas. Se consideran aquellos casos en los cuales los sistemas de soporte y sujeción son inadecuados para prevenir el desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- En el caso de equipos calefacción suspendidos del techo, puede ocurrir que se balanceen, dañando tuberías cercanas, conductos, techos, o paredes.

1.10) *El Techos Decorativo y Especiales*: se refiere a otros tipos de techos falsos livianos que obedecen a razones decorativas o de usos especiales, como los empleados para aislamiento térmico o acústico. Uno de los tipos de techos decorativos más comunes es aquel en el que se emplea el conocido sistema “dry wall”. Se consideran aquellos casos en los cuales los sistemas de soporte y sujeción al techo son inadecuados para prevenir el desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

1.11) *Los conductos y tuberías*: se refiere a los conductos de los sistemas de electricidad, gas, agua potable, aguas negras y sistemas contra incendios mediante aspersores, que se encuentran suspendidos del techo. En el caso específico de los sistemas de gas, agua potable y contra incendios mediante aspersores, se considera que no cuentan con válvulas que

permitan el corte del suministro en varios puntos del sistema. Se consideran aquellos casos en los cuales los sistemas de soporte y sujeción al techo son inadecuados para prevenir el desprendimiento.

AMENAZAS

- En general, las tuberías y conexiones pueden romperse y caer sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- En el caso de sistemas de electricidad, pueden originarse daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona.
- En el caso del sistema de gas, puede causar intoxicaciones, y causar fuego o explosiones.
- En el caso del sistema de agua potable, puede causar inundaciones en espacios como sótanos que no cuenten con un drenaje apropiado.
- Las tuberías y conexiones que trabajan bajo presión, al presentarse averías en estas, pueden causar lesiones a alguna persona que se encuentre cerca, especialmente si se trata de una tubería flexible que se desprende.
- En particular, si se trata de un sistema de vapor de agua a presión, averías en este sistema pueden ocasionar, además quemaduras a las personas

1.12) *Revestimientos del techo*: se refiere a los revestimientos del techo que se emplean para dar un mejor acabado, especialmente en áreas como pasillos. Puede tratarse de una capa de yeso u otro material que sirva para tal fin, pero que cuenta con un espesor considerable. Se consideran especialmente aquellos casos en los cuales se evidencian

fisuras, grietas o desprendimientos que muestren condiciones de deterioro o de características inapropiadas en estos tipos de revestimientos.

AMENAZAS

- El deterioro, o condiciones inadecuadas, de esta capa de revestimiento puede ocasionar desprendimientos, parcial o total del mismo, ocasionando lesiones a las personas, u obstaculizar las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

1.13) *Tejas para techos*: se refiere a las tejas de techo como las tejas de arcillas “tipo criollas” que se emplean comúnmente que no cuentan con sistemas de soporte y sujeción al techo adecuados para prevenir su desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas u obstaculizar las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

1.14) *Tanques elevados de almacenamiento de agua*: se refiere los depósitos de agua que se encuentran sobre el techo de la edificación, o en niveles intermedios de esta, y que no cuentan con sistemas de fijación adecuados

AMENAZAS

- Pueden volcarse y caerse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

2) Mampostería no estructural y elementos no estructurales fijados o embutidos en las paredes:

2.1) *Los conductos y tuberías:* se refiere a los conductos de los sistemas de electricidad, gas, agua potable, aguas negras y sistemas contra incendios mediante aspersores, que se encuentran embutidos dentro de las paredes. En el caso específico de los sistemas de gas, agua potable y contra incendios mediante aspersores, se considera que no cuentan con válvulas que permitan el corte de suministros en varios puntos del sistema.

AMENAZAS

- En general, las tuberías y conexiones pueden romperse y liberar el contenido de las mismas.
- En el caso de sistemas de electricidad, pueden originarse daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- En el caso del sistema de gas, puede causar intoxicaciones, y causar fuego o explosiones.
- En el caso del sistema de agua potable, puede causar inundaciones en espacios como sótanos que no cuenten con un drenaje apropiado.
- Las tuberías y conexiones que trabajan bajo presión, al presentarse averías en estas, pueden causar lesiones a alguna persona que se encuentre cerca, especialmente si se trata de una tubería flexible que se desprende.
- En particular, si se trata de un sistema de vapor de agua a presión, averías en este sistema pueden ocasionar, además quemaduras a las personas

2.2) *Estanterías tipo repisas*: se refiere a aquellas estanterías que no cuenta con un sistema adecuado, que no cuente un elemento tipo tabla, listón u otro medio que sirva para retener los artículos que almacena, previniendo que puedan desprenderse. Aquellas estanterías en las cuales se colocan los artículos más pesados hacia la parte superior del mismo. Estanterías que almacenan sustancias químicas u otros materiales peligrosos que no están debidamente separados y asegurados a dichas estanterías.

AMENAZAS

- Pueden caerse y ocasionar golpes a las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Pueden derramarse sustancias químicas peligrosas.

2.3) *Gabinetes y armarios*: se refiere a aquellos gabinetes y armarios sujetos a la pared que no cuentan con pasadores o picaportes para garantizar que se mantengan cerrados; y aquellos que no cuentan con un sistema adecuado de sujeción a la pared.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas, ocasionándoles golpes y pudiendo bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

2.4) *Televisores, monitores y altavoces*: se refiere a los televisores, monitores y altavoces sujetos a la pared, sin un soporte adecuado.

AMENAZAS

- Pueden caerse junto con sus soportes sobre las personas, ocasionándoles golpes y pudiendo bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Pueden ocasionar daños al cableado eléctrico, exponiendo a las personas a sufrir de una descarga eléctrica, causando la interrupción a la electricidad o iniciar un incendio.

2.5) *Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones:* se refiere a los cuadros u otros artículos colgados en la pared que no cuentan con ganchos cerrados y cuyos elementos de fijación no estén adecuadamente vinculados a la estructura de la pared, como en el caso de tabiquerías tipo “dry wall”. Se incluyen también objetos y figuras, de decoración o religiosas, de tamaño y peso considerables, que pueden desplazarse o volcarse por carecer de fijaciones adecuadas.

AMENAZAS

- Pueden caerse junto con sus soportes sobre las personas, ocasionándoles golpes y pudiendo bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- En particular, en el caso de espejos, pueden desprenderse trozos peligrosos que pueden ocasionar cortadas y lesiones serias a las personas.

2.6) *El Extintor de incendios:* se refiere a aquellos extintores que no están adecuadamente sujetos a la pared, o al tablero de resguardo tipo cajón de ser el caso.

AMENAZAS

- Pueden caer de la pared y dañar la válvula de cierre o la manguera, la liberación su contenido.

- Un extintor de incendios dañado no puede ser funcional en caso de emergencia.
- Pueden desprenderse y caer sobre las personas, ocasionándoles golpes y pudiendo bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

2.7) *Mampostería no estructural independiente*: se trata de aquellas mamposterías no estructurales que pese a que cuentan con elementos de confinamiento; no presentan una vinculación efectiva al techo, las columnas u otras paredes. Se incluyen las paredes que no alcanzan la altura total del entrepiso como los llamados parapetos o antepecho de balcones y terrazas.

AMENAZAS

- Pueden volcarse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Las tuberías de suministro de algún servicio puede verse afectada, y ocasionar la interrupción de dicho suministro.
- Averías en el sistema de tuberías de agua potable puede ocasionar algún tipo de inundación.
- Averías en el sistema eléctrico puede dar origen a incendios; así como la posibilidad de ocasionar alguna descarga eléctrica a una persona que se encuentre próxima. Especialmente puede verse afectado el sistema de alumbrado y ocasionar pánico entre las persona que pretenden evacuar la edificación
- Averías en el sistema de gas puede ocasionar fugas de gas que produzca intoxicaciones a las personas; además de la posibilidad de dar origen a incendios o explosiones.

2.8) *Tabiquería libre y cubículos divisorios*: se refiere a aquella tabiquería y cubículos a media altura en espacios interiores, que se emplean para dividir ambientes y que no cuentan con un refuerzo adecuado que prevenga el movimiento horizontal de los mismos. Generalmente cuentan con estanterías y gabinetes que requieren de especial atención.

AMENAZAS

- Pueden volcarse o caerse sobre las personas o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

2.9) *Puertas y divisiones o entradas de vidrio*: se trata de elementos de vidrio que no son capaces de desintegrarse pequeños fragmentos seguros, como los llamados “inastillables”, los cuales están fabricados con vidrios templados o laminados. Las divisiones o entradas de vidrio se emplean con elementos alternativos de las paredes de mampostería.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas, ocasionar cortadas o heridas graves, y hasta bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

2.10) *Ventanas de vidrio*: se trata de todas aquellas ventanas que cuentan con vidrios para aislar del exterior de la edificación o en ambientes interiores; así como también se consideran dentro de este tipo de elementos, a las elementos de vidrio que se emplean para dividir dos ambientes de manera fija pero que cuenta con aberturas que permite el intercambio de materiales o simplemente la comunicación entre personas, tal y como ocurre se dispone en la taquillas de pago de algunas escuelas.

Se consideran sólo aquellos vidrios que no son capaces de desintegrarse en pequeños fragmentos seguros, como los llamados “inastillables”, los cuales están fabricados con vidrios templados o laminados.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas, ocasionar cortadas o heridas graves.

2.11) *Unidades de ventilación fijas en paredes:* se refiere principalmente a ventiladores de pared que pueden o no contar con elementos de confinamiento que aseguren las aspas de un posible desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas, causar daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Pueden desprenderse alguna de las aspas del ventilador, ocasionando lesiones a las personas.

2.12) *Plantas en macetas fijadas a la pared:* se refiere a las plantas en macetas que se fijan a la pared, y que no están debidamente asegurados para prevenir su desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden llegar a caer sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

3) Muebles y equipos en general:

3.1) *Objetos decorativos y religiosos*: se refiere a todo tipo de objetos o figuras, de decoración o religiosos, que son de tamaño y peso apreciable, que se encuentran colocados sobre mobiliarios o sobre soporte elevados, y que no cuentan con fijadores adecuados que eviten su deslizamiento o volcamiento.

AMENAZAS

- Pueden caer o volcarse sobre las personas, y hasta llegar a bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

3.2) *Archivadores, “lockers” y armarios esbeltos*: se refiere a archivadores y estantes esbeltos, de 90cm o más, de altura, y que no cuentan con elementos de sujeción a la pared y/o a otros archivadores contiguos, que eviten su volcamiento; y que además, no cuenten con pasadores o cerrojos que mantengan cerrados los cajones o gabinetes.

AMENAZAS

- Pueden volcarse sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Pueden caerse los gabinetes o cajones y ocasionar golpes a las personas.

3.3) *Estantería, mostradores y vitrinas*: se refiere a aquellas estanterías que no cuenta con un sistema adecuado, que no cuente un elemento tipo tabla, listón u otro medio que sirva para retener los artículos que almacena, previniendo que puedan desprenderse. Aquellas estanterías en las cuales se

colocas los artículos más pesados hacia la parte superior del mismo. Estanterías que almacenan sustancias químicas u otros materiales peligrosos que no están debidamente separados y asegurados a dichas estanterías. También se refiere a aquellas estanterías que no cuentan con ningún arriostramiento adecuado, que impida su deformación por los efectos de cargas laterales; como por ejemplo tablas, chapas o arriostramientos diagonales.

AMENAZAS

- Pueden caerse sobre las personas, ocasionándoles golpes y pudiendo bloquear las rutas de evacuación durante una emergencia.
- Pueden derramarse sustancias químicas peligrosas.

3.4) *Computadores y equipos de escritorio:* se refiere a elementos tales como monitores, impresoras y “case” (cajón del computador) y demás objetos de dimensiones y pesos considerables, que puedan formar parte del equipamiento que se pueda colocar sobre escritorios para desarrollar actividades de oficina, estudio u otros. Se considera cuando estos elementos carecen de medio de fijación que impidan su deslizamiento y posibilidad de caerse del escritorio.

AMENAZAS

- Pueden deslizarse sobre el escritorio y caerse sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Aquellos equipos que funcionan gracias al suministro del servicio eléctrico, pueden dañar el cableado eléctrico, pudiendo ocasionar la interrupción del suministro de electricidad, ocasionar descargas eléctricas a las personas, y hasta dar origen a incendios.

3.5) *Equipos móviles:* se contemplan equipos tales como televisores, equipos de video, proyectores, pantallas, pizarras, y cualquier otro tipo de equipos que están colocados sobre soportes que pueden desplazarse libremente sobre el suelo mediante ruedas o rodillos, y que no cuentan con mecanismos o dispositivos que permitan evitar este movimiento.

AMENAZAS

- Los soportes pueden rodar y hasta volcarse sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Los equipos colocados sobre los soportes pueden caer sobre las personas, y bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

3.6) *Peceras y acuarios:* se refiere a las peceras o acuarios que descansan sobre una mesa, escritorios o anaqueles, y los cuales no están debidamente asegurados para prevenir su deslizamiento o volcamiento.

AMENAZAS

- Pueden llegar a caer sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Pueden ocasionar heridas cortantes en las personas, además de poder inundar los espacios adyacentes.

3.7) *Plantas en macetas colocadas:* se refiere a las plantas en macetas que descansan sobre una mesa, escritorios o anaqueles, y los cuales no están debidamente asegurados para prevenir su deslizamiento o volcamiento.

AMENAZAS

- Pueden llegar a caer sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.

3.8) *Mesas, sillas y pupitres:* se refiere sillas, pupitres, mesas, y cualquier otro objeto análogo a los anteriores, que presentan principalmente una ubicación y disposición inadecuada; o que sean de dimensiones y peso apreciables pero que no cuentan con sistemas de fijación adecuados. Se incluyen mobiliarios didácticos como los empleados en aulas de preescolar.

AMENAZAS

- Pueden deslizarse o caer bloquear u obstaculizando las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- En caso de tener dimensiones y peso apreciables, pueden ocasionar golpes a las personas.

3.9) *Equipos pesados de oficina:* se refiere a equipos grandes o pesados de oficina debería que constan de ruedas o rodillos, que les permiten desplazarse libremente sobre el suelo, y que no cuentan con un mecanismo o dispositivos que eviten este movimiento.

AMENAZAS

- Pueden rodar y hasta volcarse sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Aquellos equipos que funcionan gracias al suministro del servicio eléctrico, pueden dañar el cableado eléctrico, pudiendo ocasionar la interrupción del suministro de electricidad, ocasionar descargas eléctricas a las personas, y hasta dar origen a incendios.

3.10) *Refrigeradores y máquinas expendedoras*: se refiere a refrigeradores, máquinas expendedoras y equipos similares que no están debidamente asegurados al piso y/o la pared adyacente, o que no estén limitados por gabinetes, tabiquería, o paredes sobre tres lados.

AMENAZAS

- Pueden volcarse sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Aquellos equipos que funcionan gracias al suministro del servicio eléctrico, pueden dañar el cableado eléctrico, pudiendo ocasionar la interrupción del suministro de electricidad, ocasionar descargas eléctricas a las personas, y hasta dar origen a incendios.

3.11) *Bebederos*: se refiere a bebederos que no están debidamente asegurados al piso y/o la pared adyacente, o que no cuentan con una conexión flexible a la tubería de suministro de agua empotrada en la pared.

AMENAZAS

- Pueden volcarse sobre las personas, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Pueden provocar inundación de la zona adjunta.

3.12) *Equipo de Gimnasia y deporte*: se refiere especialmente a todos aquellos equipos e instrumentos pesados que no cuentan con sistemas que permitan asegurarlos a la estructura de soporte, de ser el caso, o al piso y/o pared, cada vez que no se estén usando. A su vez se considera cuando las estructuras de soporte no cuenten con mecanismos o dispositivos que

aseguren al piso o las paredes. Los equipos de pesas son un ejemplo de este tipo de elementos.

AMENAZAS

- Pueden deslizarse o volcarse sobre las personas, o bloquear las rutas de evacuación durante una emergencia.

3.13) *Cilindros de gas*: se consideran los cilindros o bombonas de gas comprimido que no cuentan con dispositivos que permitan asegurarlos adecuadamente a la pared o dentro de un gabinete, o que no cuentan con una conexión flexible a la válvula de cierre y al sistema de distribución.

AMENAZAS

- Pueden caerse o volcarse, y rodar, golpeando a las personas; dañarse la válvula de cierre permitiendo que se escape el gas con la consecuente posibilidad de intoxicación, incendio o explosión; además de poder bloquear las rutas evacuación durante una emergencia.
- La ruptura de las válvulas de cierre, o los mismos cilindros o tanques de contención del gas comprimido, puede hacer que éstos se transformen en verdaderos proyectiles, propulsados por la fuga del gas comprimido.

3.14) *Equipos del sistema eléctrico*: se refiere a equipos como transformadores y tableros eléctricos pesados no embutidos en paredes, y que no cuentan con anclajes adecuados al piso o paredes.

AMENAZAS

- Pueden caerse o volcarse, golpeando a las personas; y de poder bloquear las rutas de evacuación durante una emergencia.

- Puede ocasionar la interrupción del suministro de electricidad, descargas eléctricas a las personas, u originar incendios.

3.15) *Equipos de ventilación, aire acondicionado, bombeo, calefacción de agua:* equipos de ventilación, aire acondicionado tipo integral, de bombeo y calentadores de agua con tanques grandes, que son de gran envergadura y que no están adecuadamente anclados al piso y paredes en la base de los mismos.

AMENAZAS

- Pueden deslizarse o caerse, golpeando a las personas; averiar otros equipos, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- La avería de estos equipos puede cortar el suministro a servicios vitales para la seguridad de las personas.
- La avería de estos equipos puede liberar sustancias tóxicas, como en el caso de sistemas de refrigeración.
- Aquellos equipos que funcionan gracias al suministro del servicio eléctrico, pueden dañar el cableado eléctrico, pudiendo ocasionar la interrupción del suministro de electricidad, ocasionar descargas eléctricas a las personas, y hasta dar origen a incendios.
- En el caso de los equipos de calefacción de agua, puede derramarse agua a elevadas temperaturas, que pueden ocasionar quemaduras a las personas.

3.16) *Equipos de cocina y aseo:* se consideran como equipos de cocina y aseo a los hornos y calderas, cocinas eléctricas y a gas, refrigeradores y congeladores, lavadoras y secadoras,

lavaplatos automáticos, y otros con características similares, que no cuenten con una fijación adecuada al piso y paredes.

AMENAZAS

- Pueden deslizarse, o volcarse de ser muy esbeltos, golpeando a las personas; averiar otros equipos, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Aquellos equipos que funcionan gracias al suministro del servicio eléctrico, pueden dañar el cableado eléctrico, pudiendo ocasionar la interrupción del suministro de electricidad, ocasionar descargas eléctricas a las personas, y hasta dar origen a incendios.
- Aquellos equipos que funcionan gracias al suministro de gas, donde pueden originarse fugas de gas que intoxiquen a las personas, y hasta dar origen a incendios o explosiones.

3.17) *Unidades de ventilación sobre el piso:* se refiere principalmente a ventiladores de apoyados sobre el piso, sin dispositivos de fijación al suelo adecuados, y que no cuentan con elementos de confinamiento que aseguren las aspas de un posible desprendimiento.

AMENAZAS

- Pueden desplazarse y ocasionar golpes sobre las personas, causar daños al cableado eléctrico, pudiendo dar origen a incendios o electrocutar a alguna persona, o bloquear las rutas de salida para la evacuación durante una emergencia.
- Pueden desprenderse alguna de las aspas del ventilador, ocasionando lesiones a la personas.

III.2 REVISIÓN DEL INFORME TITULADO “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE CENTROS EDUCATIVOS DAÑADOS DURANTE EL TERREMOTO DE CARIACO DEL 9 DE JULIO DE 1997, ESTADO SUCRE”.

En el presente trabajo se llevó a cabo una revisión del estudio elaborado por el Ing. José Luís Alonso G. y el Ing. Felipe Figuera R., (1997), titulado “*Evaluación Estructural de Centros Educativos dañados durante el Terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997, Estado Sucre*” (Alonso y Figuera, 1997), (Ver Anexo A), y en lo sucesivo en el presente trabajo se podrá hacer referencia a éste simplemente como Estudio.

La revisión de este Estudio (*op. cit.*) tiene como objetivo identificar de entre todas los planteles inspeccionados, de las estructuras presentes en dichos planteles cuáles presentan rasgos similares a las establecidos para las diferentes modalidades de Escuelas Tipo R, (Tradicional y Modificado), consideradas por el *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a); además de verificar si sufrieron algún tipo de daño estructural según la inspección efectuada en el Estudio (*op. cit.*).

El citado Estudio (*op. cit.*) consta de dos volúmenes, Volumen I y Volumen II. El Volumen I incluye los siguientes Municipios del Estado Sucre: Andrés Mata, Andrés Eloy Blanco, Arismendi, Benítez, Bermúdez, Bolívar, y Cruz Salmerón Acosta. El Volumen II incluye los siguientes Municipios: Mejía, Montes, Ribero, y Sucre.

Hay que destacar que el citado Estudio (*op. cit.*) solo contempla la inspección ocular de planteles educativos en el Estado Sucre afectados por

el terremoto de Cariaco 9 de julio de 1997; además de establecer un veredicto basado en:

- El grado de habitabilidad del plantel como consecuencia directa de los daños ocasionados por el terremoto de Cariaco 9 de julio de 1997.
- El grado de vulnerabilidad sísmica potencial del plantel ante la eventualidad de ser sacudido por otro sismo, aún y cuando no hubiera sufrido daños durante el terremoto de Cariaco 9 de julio de 1997.

En este Estudio (*op. cit.*) se identificó en algunos planteles, la presencia de estructuras correspondientes a las Escuelas Tipo R, refiriéndose a estos según la clasificación de FEDE: R-1, R-2 y R-3 para edificaciones de una, dos y tres aulas respectivamente. Sin embargo, no se especifica si se trata de una Escuela Tipo R: Tradicional, Modificada, Tradicional Reforzada, o Modificada Reforzada, en correspondencia a lo especificado en el *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a).

El citado Estudio (*op. cit.*) cuenta también con algunas fotografías ilustrativas de las estructuras y una breve descripción de las mismas. En algunos casos fue difícil relacionar las estructuras mostradas en las fotografías con la descripción expuesta, ya que no presentan una referencia clara que los relacione. Cabe destacar que se tuvo especial cuidado en no considerar como Escuela Tipo R, a aquellas donde se presentaran dudas con las descripciones plasmadas en los volúmenes del citado Estudio (*op. cit.*), aunque en estos hayan sido identificadas como Escuela Tipo R. La reproducción con la que se contaba de los dos volúmenes mencionados fue hecha mediante fotocopiado en blanco y negro, por lo que en algunas fotografías no se pudo apreciar muy claramente la estructura mostrada; debido a esto se le otorgó más peso a la descripción de la estructura que a

las fotografías presentadas en el Estudio (*op. cit.*). Un ejemplo de esto último es que en algunos planteles, en donde se identificaron estructuras como Escuelas Tipo R, la descripción de las estructuras no se contaban con una fotografía que se relacionara con suficientemente claridad lo descrito. Otro aspecto que es importante destacar es que cuando se indican los daños producidos por el terremoto, no se precisa de forma clara a cual de todas las estructuras presentes en dicho plantel se refiere; en consecuencia el nivel o veredicto de habitabilidad respectivo, se refiere al Plantel y no a una estructura específica. Contrariamente, si se indica a qué tipo de estructura se esta haciendo referencia cuando se especifican las vulnerabilidades y las observaciones particulares, por lo que el veredicto del nivel o grado de vulnerabilidad respectivo se refiere a un tipo de estructura específica y no al Plantel como un todo.

Tomando en cuenta las características mencionadas anteriormente, se logró obtener como resultado de la revisión hecha al Estudio (*op. cit.*) (Ver Anexo A), que en 16 de los planteles inspeccionados (*op. cit.*), se identificaron sistemas estructurales similares a los de las Escuelas Tipo R; a saber: 2 fueron R1 (aprox. 9%), 3 fueron R-2 (aprox. 13%), y más de 18 fueron R-3 (aprox. 78%). Esto significa que el sistema estructural de Escuelas Tipo R predominante es el de *tipo R-3, de tres aulas*.

De estos 16 planteles identificados con sistemas estructurales de Escuelas Tipo R, sólo en 15 se indican los daños que presentaron a causa del terremoto de Cariaco de 1997. Estos son:

- Se identificó 1 plantel en el que se señala que cuentan con sistemas estructurales de Escuelas Tipo R y pero *no se indica claramente que tipo de daños sufrieron* tales estructuras:
 - E. B. NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO (un R-2 y dos R-3)

- Se identificaron 6 planteles que claramente se señala que cuentan con sistemas estructurales de Escuelas Tipo R y que *no sufrieron daños ó sufrieron algunas fisuras o grietas menores*:
 - U.E. JOSE MARIA CARRERA (un R-3)
 - U.E. MIGUEL SANCHEZ PESQUERA (dos R-1)
 - E.B. CONC. NUEVA ESTRELLA (un R-3)
 - U.B. CONC. MACARAPANA (un R-3)
 - E.B. DR. LUIS NAPOLEON BLANCO (un R-3)
 - J. I. FRANCISCO ARISTIGUIETA BADARACCO (varios R-3)

- Se identificaron 3 planteles que claramente se señala que cuentan con sistemas estructurales de Escuelas Tipo R y que sufrieron *grietas en paredes, tabiquería o dinteles de puertas*:
 - U.E. BERNARDO BERMUDEZ (un R-3)
 - U.E. ESTADO ANZOATEGUI - J.I. ESTADO ANZOATEGUI (varios R-3)
 - E.B. CRUZ SALMERON ACOSTA (dos R-2 y un R-3)

- Se identificaron 5 planteles que claramente se señala que cuentan con sistemas estructurales de Escuelas Tipo R y que sufrieron *separación de paredes de la estructura metálica ó paredes sueltas, o cubierta afectada en tramos*:
 - E.B. MARIA RODRIGUEZ DE VERA (un R-3)
 - U.E. SANTA CATALINA (un R-3)
 - U.E. MARIA REINA LOPEZ (varios R-3)
 - U. E. MANUEL SATURNINO (tres R-3)

- E.T.E. CUMANAGOTO (varios R-3)

● Se identificaron 1 plantel que claramente se señala que cuentan con sistemas estructurales de Escuelas Tipo R y que sufrieron de *paredes desplomadas y techo parcialmente caído*:

- U. E. FÉ Y ALEGRÍA (varios R-3)

En resumen, de los 15 planteles en donde se identificaron sistemas estructurales similares al de las Escuelas Tipo R, y en las cuales si se indican cuales fueron los *daños causados por el terremoto de Cariaco (1997)*, se tiene la siguiente Tabla:

Tabla 47

Daños en Escuelas Tipo R a causa del terremoto de Cariaco de 1997.
Fuente: Datos obtenidos del Informe titulado “*Evaluación Estructural de Centros Educativos dañados durante el Terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997, Estado Sucre*”, (Alonso y Figuera, 1997).

DAÑOS OCASIONADOS POR EL TERREMOTO DE CARIACO 9 DE JULIO DE 1997	Nº de Planteles Identificados como Sistemas Tipo R	Porcentaje
no sufrieron daños ó sufrieron algunas fisuras o grietas menores	6	40%
sufrieron grietas en paredes, tabiquería o dinteles de puertas	3	20%
sufrieron separación de paredes de la estructura metálica o cubierta afectada en tramos	5	33%
sufrieron de paredes desplomadas y techo parcialmente caído	1	7%

De la Tabla 47 se desprende lo siguiente:

- Aparentemente no alcanzaron a sufrir daños que comprometieran severamente su estabilidad, por lo que *ninguna de estas estructuras colapsó*.
- Los *daños se concentraron en las paredes de mampostería* en un 53% de los casos.
- El daño típico en la mampostería es *fisuración, grietas o separación de éstas de la estructura*, si esta es metálica.
- Sólo se presentaron *paredes desplomadas en un 7% de los casos*.

Por otro lado, en cuanto a las *vulnerabilidades* identificadas en el citado Estudio (*op. cit.*), para los mismos 15 planteles, se tiene que en general todos los sistemas estructurales similares al de las Escuelas Tipo R presentan:

- Columnas de sección insuficiente.
- Tabiquería independiente de las columnas.
- Paredes que pueden desplomarse por cargas horizontales.
- Estructura sin rigidez lateral en ambos sentidos.
- Arriostramiento longitudinal mediante las correas del techo.

Vale la pena destacar que en documento de FEDE “*Planteles Construidos con Sistema R*”, (FEDE, 2001, octubre), se presenta un caso de una Escuela Tipo R de estructura metálica en la cual se presentó el colapso de paredes a causa del terremoto de Cariaco del 9 de julio de 1997 (Ver Figura 7), y la cual no está incluida dentro del Estudio (*op. cit.*) en cuestión. La mencionada escuela es la llamada *G.E. Matías Parra Alcalá*, ubicada en el Estado Sucre.

III.3 VISITA DE CAMPO PARA INSPECCIÓN OCULAR.

Se realizaron visitas de campo (Ver Anexo C) a dos escuelas, el C.P.B. Virginia Vera y la E.B.N. J.A. Alfaro Zamora. El C.P.B. Virginia Vera está ubicado en la 2^{da} Transversal de la Castellana, entre la calle Eugenio Mendoza y Mohedano, Parroquia Chacao, Municipio Chacao, Estado Miranda; y la E.B.N. J.A. Alfaro Zamora está ubicada en la Av. Raúl Leoni, cruce con calle El Morao, Parroquia El Cafetal, Municipio Baruta, Estado Miranda. Estos planteles al parecer presentan algunas estructuras con características similares a las establecidas para las diferentes modalidades de Escuelas Tipo R, (Tradicional y Modificado), consideradas por el *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a). Se realizaron estas visitas con la finalidad de establecer mediante inspección ocular y mediciones en sitio las características estructurales de las mismas, y verificar si presentan o no similitudes con las modalidades de Escuelas Tipo R establecidas en el Manual de FEDE (*op. cit.*). De estas visitas se concluyó, como se explicará más adelante, que no son idénticas a las estructuras presentadas en el Manual de FEDE (*op. cit.*).

E. B. N. J.A. Alfaro Zamora

En el caso de E. B. N. J.A. Alfaro Zamora (ver Figura 171) se identificaron cuatro edificaciones cuyas estructuras a simple vista se asemejan a las escuelas tipo R Tradicional; además de estas hay dos edificaciones adicionales, las cuales no se nos permitió el acceso debido a que en ese instante se estaba dictando clases a los alumnos y nuestra presencia los distraería de sus actividades. No obstante, estas dos últimas

estructuras son análogas a 2 de las 4 estructuras a las cuales si se pudo tener acceso.

En la Figura 171 se señalan las 4 estructuras a las cuales se pudo tener acceso para hacer la inspección y tomar algunas mediciones necesarias para compararlas con las especificadas en el Manual de FEDE (*op. cit.*). Sólo por comodidad se identificaron las estructuras con números del 1 al 4. Las edificaciones 1, 2, 3 y 4 presentan algunas similitudes con las Escuelas Tipo R Tradicional como lo son: cubierta ligera a dos aguas en todas las estructuras, correas tipo “omega” en las edificaciones 3 y 4, vigas de carga IPN100 en las edificaciones 1 y 2, columnas IPN100 en las edificaciones 1 y 2.

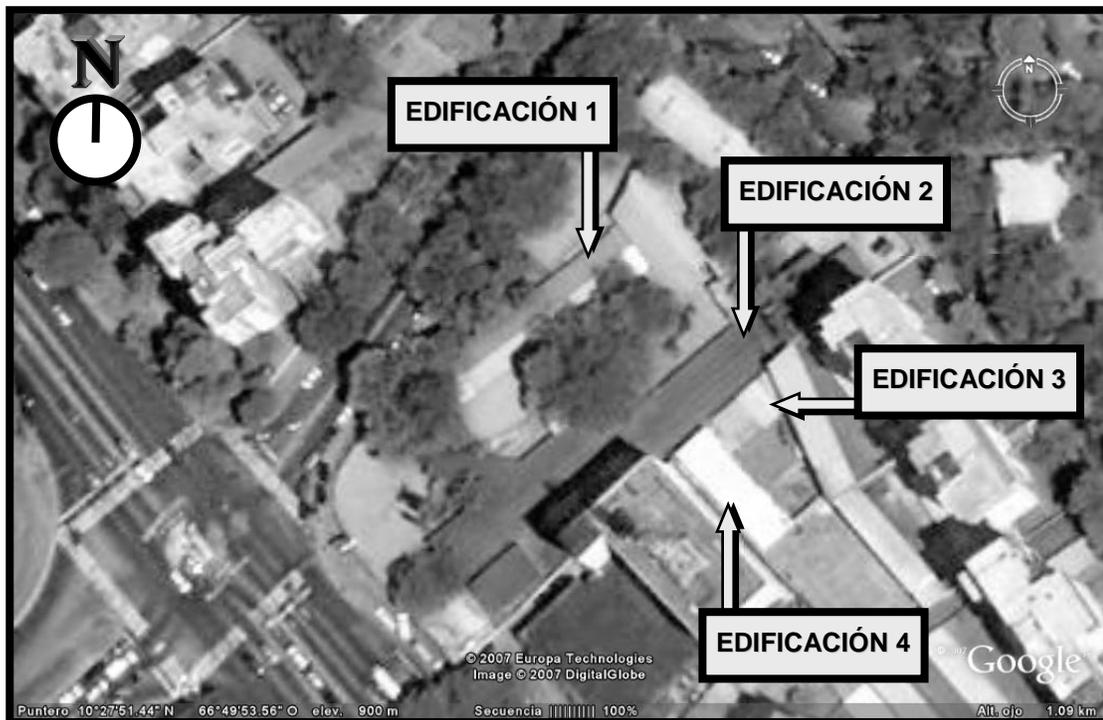


Figura 171. E. B. N. J.A. Alfaro Zamora. Fuente: (Tomado de: Google Earth).

Sin embargo, se evidencian diferencias sustanciales con respecto a las Escuelas Tipo R Tradicional del Manual de FEDE (*op. cit.*), como lo son: la presencia de arriostramientos diagonales en la estructura de las cubiertas

y un arriostramiento transversal en uno de los pórticos, ambos mediante tensores de barras macizas de acero de aproximadamente ½ pulgada. Estos arriostramientos están localizados en las edificaciones 1 y 2, pero sólo en uno de los módulos, específicamente en uno de los extremos de las mismas. También se presentan vigas de carga IPN80 en las edificaciones 3 y 4, columnas IPN80 en las edificaciones 3 y 4, correas IPN80 en la edificación 1, empleo de tubos rectangulares de acero estructural tipo CONDUVEN 80x40 para correas de la cubierta de techo; en todas las estructuras de las distancias entre los pórticos varían significativamente respecto a las de los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R Tradicional del Manual de FEDE (*op. cit.*).

C. P. B. Virginia Vera

En el caso de el C. P. B. Virginia Vera (ver Figura 172) se presentan 5 edificaciones. Una de las edificaciones corresponde al Módulo del Comedor, el cual está adosado a la Dirección del plantel, y una tercera edificación corresponde a un pequeño Depósito o almacén; sin embargo, ninguna de estas tres edificaciones se asemejan a los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R. Las 2 restantes edificaciones si parecieran serlo a simple vista. Al igual que en el caso anterior, se han señalado tales edificaciones en la Figura 172 con los números 1 y 2.

A simple vista, la Edificación 1 se asemeja a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3) del Manual de FEDE (*op. cit.*), mientras que la Edificación 2 pareciera a simple vista ser una Escuela Tipo R Modificada Reforzada del Manual de FEDE (*op. cit.*), pero al verificar los detalles estructurales se evidencian grandes diferencias, por lo que en el presente trabajo se consideran ambas como “híbridos” de las Escuelas Tipo R Reforzadas.

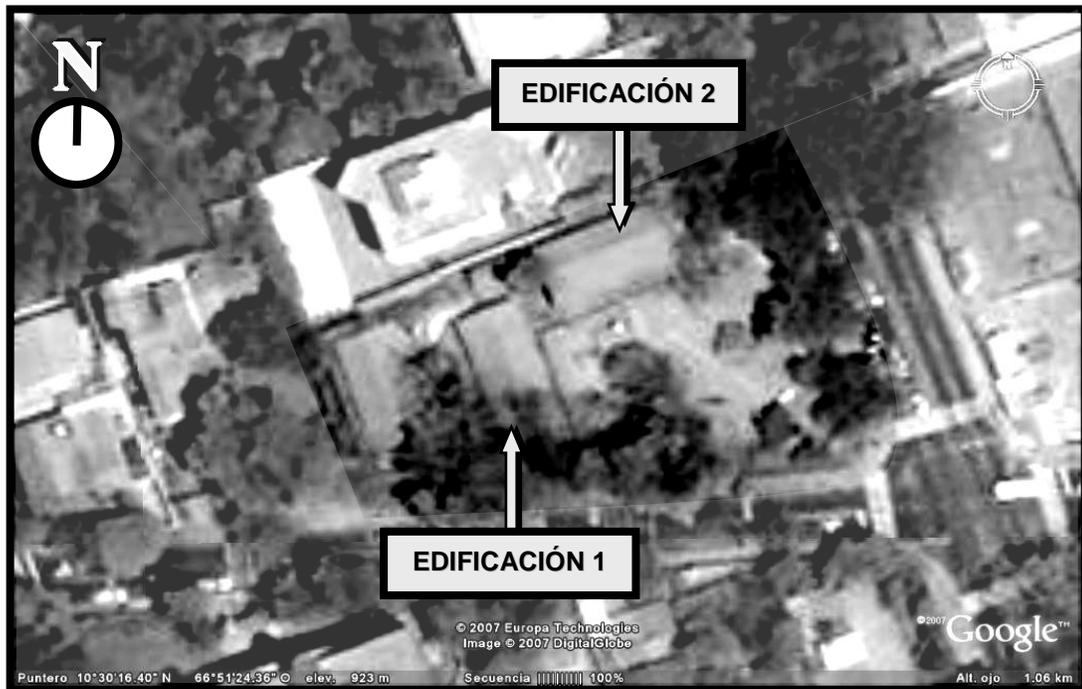


Figura 172. C. P. B. Virginia Vera. Fuente: (Tomado de: Google Earth).

La Edificación 1 presenta algunas similitudes con las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3) como son: cubierta termo-resistente (teja criolla); altura de la cumbre; distancia entre los pórticos y las distancias entre las columnas dentro cada pórtico; volados en los pasillos de circulación; correas IPN80; vigas de carga IPN100. Sin embargo presenta grandes diferencias respecto de las especificaciones señaladas en el Manual de FEDE (*op. cit.*) como para poder tipificarla como Escuela Tipo R Tradicional Reforzada, debido a que ciertos rasgos estructurales de la edificación incumplen con las especificaciones señaladas en el Manual de FEDE (*op. cit.*). Las diferencias más resaltantes son: carece de muros robustos en los extremos de la edificación (lo que la descarta como Escuela Tipo R Modificada Reforzada), tensor o cartela central en la unión de vigas de carga con barra maciza de aproximadamente $\varnothing 3/4$ pulg. en vez de un perfil IPN100; columnas IPN100 en vez de IPN140; a pesar de que la viga de amarre inferior es de perfiles IPN100, la orientación de las mismas es horizontal en vez de vertical; carece

de la viga de amarre a nivel de la parte superior de las columnar en los pórticos longitudinales, carece de cartelas en los pórticos transversales; no presenta los machones ni dinteles de refuerzo; las cartelas en los volados de los pasillos de circulación fueron sustituidos por tensores de barras macizas de aproximadamente $\varnothing 3/4$ pulg. Además, se pudo apreciar un apéndice correspondiente a sanitarios y otros dos de menor dimensión en la parte posterior, que cumplen la función de armarios y cuyo acceso es por la parte interna de las aulas.

La Edificación 2 presenta algunas similitudes con las Escuelas Tipo R Modificada Reforzada (R-3) como lo son: estéticamente la fachada tiene gran parecido con la de las Escuela Tipo R Modificada Reforzada, cubierta termo-resistente (teja criolla); altura de la cumbre; distancia entre los pórticos; muros robustos en los extremos de la edificación; volados con cartelas en los pasillos de circulación; correas IPN80. Sin embargo presenta grandes diferencias respecto de las especificaciones señaladas en el Manual de FEDE (*op. cit.*) como para poder tipificarla como Escuela Tipo R Modificada Reforzada, debido principalmente a que ninguno de los miembros que componen la estructura metálica de la edificación cumplen con las especificaciones señaladas en el Manual de FEDE (*op. cit.*). Las diferencias más resaltantes son: tensor o cartela central en la unión de vigas de carga con barra maciza de diámetro aproximado de $3/4$ pulgadas ($\varnothing=3/4$ pulg.) en vez de un perfil IPN100; vigas de carga IPN120 en vez de IPN100; columnas IPN120 en vez de IPN140; no se pudo apreciar vigas de amarre debajo de la viga mencionada anteriormente y sobre la mampostería de las fachadas longitudinales, carece de cartelas para los pórticos transversales; no presenta los machones ni dinteles de refuerzo; presenta un apéndice correspondiente a un depósito en el extremo de una de las fachadas longitudinales con acceso desde el exterior; otra diferencia significativa consistió en la colocación indiscreta de las paredes internas en la estructura,

ya que éstas se colocaron en posiciones fuera de los pórticos y sin llegar a la altura del techo.

Dado que la Edificación 1 del C. P. B. Virginia Vera es la que presenta mayor similitud con las especificaciones del Manual de FEDE (*op. cit.*); se decidió elaborar planos en 2D de la Edificación 1 (“híbrido” de Escuela Tipo R Tradicional Reforzada) de el C. P. B. Virginia Vera (ver Anexo D), a fin de tener una referencia más precisa de las características arquitectónicas y estructurales de dicha edificación, y poder hacer una comparación más clara de las diferencias y similitudes con las especificaciones expuestas en el Manual de FEDE (*op. cit.*); en consecuencia, se descartan la Edificación 2 del C. P. B. Virginia Vera y el resto de edificaciones del plantel E. B. N. J.A. Alfaro Zamora para la elaboración de dichos planos.

Además de la diversidad de edificaciones escolares mostradas en el Anexo B; con las visitas hechas a estos dos planteles se evidenció que, además de la cantidad de variantes que tienen las Escuelas Tipo R especificadas en el Manual de FEDE (*op. cit.*), encontramos que en la realidad, estas pueden presentar variaciones adicionales como consecuencia de adecuaciones estructurales propias a cada estructura, refuerzo inadecuado de las estructuras o carencia de algunos de estos elementos, incorporación de apéndices diversos, modificación radical en la distribución de la mampostería interna, entre muchos otros.

En este sentido, se presentan las siguientes interrogantes:

- ¿Qué tipo de edificación se puede tomar como referencia, para que los modelos a desarrollar en el programa de cálculo estructural SAP2000 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)), sean suficientemente representativos del universo de Escuelas Tipo R que pueden existir en Venezuela, de modo tal que la estimación de su vulnerabilidad sísmica tenga validez suficiente?

- ¿Qué simplificaciones pueden hacerse para lograr unificar las múltiples características que presentan las Escuelas Tipo R del Manual de FEDE (*op. cit.*), para lograr un modelo de análisis que sea suficientemente representativa del universo de Escuelas Tipo R que existen en Venezuela?
- ¿Cuántos y cuáles casos se van a tomar en cuenta para llevar a cabo la evaluación del riesgo sísmico, desarrollando modelos matemáticos representativos mediante el uso del programa de análisis estructural SAP2000 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)), para así estimar la respuesta sísmica según las normas nacionales de diseño sismorresistente?

III.4 MODELOS MATEMÁTICOS DE LAS ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL Y ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA.

Para tratar de responder a las interrogantes anteriores, y establecer criterios o parámetros para la elaboración de los modelos matemáticos de las estructuras metálicas de un piso, y sus respectivos análisis, se establece lo siguiente:

III.4.1 Estudio Generalizado de Escuelas Tipo R.

No es representativo hacer la evaluación de la vulnerabilidad sísmica a algunas o todas las estructuras presentes en las escuelas visitadas, ya que cada una de ellas representan en sí mismas características muy particulares. Esto se evidencia en los Anexos B y C, donde se pueden observar las múltiples características y configuraciones de los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R. Los resultados arrojados por las evaluaciones que se hicieran tendrían validez específicamente para las estructuras consideradas, y la información obtenida sería poco representativa del universo de Escuelas Tipo R existentes en el país; siendo esto último la intención fundamental de este trabajo de investigación, como se expondrá más adelante.

A fin de pretender que los resultados del presente estudio abarque un mayor número de Escuelas Tipo R a nivel nacional; se convino en el presente trabajo considerar las características de las Escuelas Tipo R presentadas en la propuesta de reforzamiento de Escuelas Tipo R, para el cambio de cubierta de techo ligera a cubierta de techo con tejas criollas, del *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*,

(FEDE, s.f. a); esto en razón a que FEDE es el principal promotor de este sistema estructural, y los sistemas estructurales allí mostrados deben ajustarse a un número sustancial de Escuelas Tipo R construidas en el país.

Sin embargo, en el mismo Manual de FEDE (*op. cit.*) se indican múltiples alternativas de sistemas estructurales (Tradicional y Modificado), de miembros del sistema estructural (Perfiles Omega, IPN 100, IPN 140, Perfiles C, con y sin machones y dinteles, etc), múltiples tipos de cubiertas de techo (cubierta de techo liviana y varias configuraciones para cubiertas de techo de tejas criollas), entre otras. Además de la amenaza sísmica involucrada, dependiendo de las características del sitio (Forma Espectral S1, S2, S3 y S4).

En tal sentido, se convino establecer *modelos generalizados de las Escuelas Tipo R*, que abarque aquellas características, que a juicio personal, se ajusten en mayor medida a las configuraciones estructurales evidenciadas en la Sección III.2 y los Anexos B y C; y que se presuman como práctica repetida en el proceso constructivo de estos sistemas estructurales. En cuanto a las características del sitio, las cuales permiten identificar el tipo de amenaza sísmica inherente al sitio, se convino buscar una *alternativa generalizada conservadora* que represente todas las posibles condiciones de suelos tipificadas en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, para de esta forma poder atacar esta incertidumbre.

En definitiva, se pretende que el veredicto de vulnerabilidad sísmica al que se llegue sobre las Escuelas Tipo R, tal y como son consideradas en el presente trabajo, sea suficientemente generalizado para considerar el mayor número de Escuelas Tipo R existen en Venezuela, con un nivel de incertidumbre aceptable.

III.4.2 Selección de Escuelas Tipo R Tradicional y las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada como las estructuras metálicas de un piso a ser analizadas.

Debido a lo anterior, se decidió evaluar en el presente trabajo la vulnerabilidad sísmica en las Escuelas Tipo R orientándose principalmente a lo especificado en el *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*, (FEDE, s.f. a), (ver Sección II.24), para la elaboración de los modelos matemáticos. Sin embargo, para buscar generalizar los resultados arrojados por el presente trabajo, se convino en conjunto con el tutor Ricardo Bonilla y el Profesor Oscar López (coordinador del ya citado Proyecto de Investigación IMME UCV titulado “*Reducción de Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares*”) lo siguiente:

Estudiar únicamente las estructuras metálicas de las Escuelas Tipo R Tradicional y las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, descritas en el Manual de FEDE (*op. cit.*); excluyéndose el estudio de las Escuelas Tipo R Modificada y Escuelas Tipo R Modificada Reforzada y las Escuelas Tipo R con columnas de concreto (Figura 169 de la Sección II.24.2).

En el caso de las Escuelas Tipo R Modificada y Escuelas Tipo R Modificada Reforzada se convino excluir su estudio por presentar estas una estructura similar a aquellas de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, si no se considera el alero en el pasillo de circulación (Figuras 166 y Figura 167 de la Sección II.24.2). Hay que tomar en cuenta que el alero representa evidentemente un modelo adicional, pero por el hecho de tener muros robustos en los extremos de dicha estructura (ver Figura 158 de la Sección II.24.1, el Anexo B y el Anexo C). Estos últimos actúan como elementos confinantes de la estructura en la dirección larga, restringiendo a la postre las posibles deformaciones, que en caso de un sismo, pudiera sufrir en dicha dirección este tipo de edificación; por lo que en

consecuencia, se convino en el presente trabajo que es el caso menos crítico de vulnerabilidad sísmica de los tipos de Escuelas Tipo R. Más aún, al parecer las Escuelas Tipo R Modificadas son menos comunes que las Escuelas Tipo R Tradicional (ver Anexo B).

En el caso particular de las Escuelas Tipo R con columnas de concreto se convino obviar su análisis en el presente trabajo, por considerar en primer lugar que pueden suponerse que son las menos representativas de las Escuelas Tipo R dado que en el Manual de FEDE (*op. cit.*) representan una forma *alternativa* de refuerzo de las Escuelas Tipo R (de hecho, solo se muestran en la parte de los Anexos de dicho Manual); y en segundo lugar, a que es razonable pensar que es preferible optar por el refuerzo estructural mediante perfiles metálicos antes que decidirse por esta alternativa, en razón a la mayor complejidad en el detallado de las conexiones en el tope de las columnas como se especifica en el Manual de FEDE (*op. cit.*). (Ver Figura 169 y Figura 170 de la Sección II.24.2).

III.4.3 Marco General para los Análisis.

El análisis de estructuras metálicas de un piso incluyendo el efecto de la mampostería, consistirá en la aplicación de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural, específicamente aquellas tipificadas como Escuelas Tipo R, desarrollando modelos matemáticos representativos mediante el uso del programa de análisis estructural SAP2000 ([Computers and Structures, Inc., 1995](#)).

Valiéndose de análisis estáticos no lineales con cargas monótonamente creciente (*Pushover*), se obtendrán las curvas de Capacidad particulares a cada una de las estructuras, con y sin mampostería, para cada dirección principal y amenaza sísmica, e incluyendo los efectos (P- Δ y P- δ).

Seguidamente, valiéndose del Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, se determinará el desempeño sísmico cada una de las estructuras, con y sin mampostería, para cada dirección principal y amenaza sísmica; para obtener así los consecuentes Factores de Reducción “R” equivalentes, que caracterizan su desempeño dúctil ante la amenaza sísmica respectiva.

Finalmente, valiéndose de Factores de Reducción “R” equivalentes y mediante análisis dinámico lineales según el *Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel*, indicado en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, se verificará, si las estructuras analizadas satisfacen o no los requisitos sísmicos de resistencia y deformación de las normas nacionales vigentes, y para que Zonas Sísmicas pueden considerarse vulnerables al colapso ante sismos.

En este estudio sólo se prestará atención a la superestructura, excluyéndose la verificación y análisis de la subestructura y la interacción suelo-estructura, tal y como se expuso en los Alcances y Limitaciones del presente trabajo.

III.4.4 Capacidad y Demanda Sísmica según los AENL. (Modelos matemáticos con y sin mampostería)

Capacidad Global

Capacidad Global (Curva de Capacidad “Pushover”). En el presente estudio se aplicará un AENL, para determinar una Curva de Capacidad “Pushover”; la cual representará la capacidad global de la estructura en la dirección en particular del análisis, considerando lo expuesto en la Sección II.19. Este tipo de análisis se aplicará para todos los modelos, con y sin mampostería.

Cada AENL “Pushover”, se considerarán casos previos estáticos no lineales de cargas gravitatorias que incluyen la componente sísmica vertical, considerándose a su vez en ambos casos los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ (considerando la geometría no lineal). Cualquiera sea el caso, la capacidad resistente y de deformación de los diferentes estados límites de cada una de las conexiones, miembros, y componentes estructurales, se serán determinados considerando lo expuesto desde la Sección II.8 hasta la Sección II.11; y la capacidad de resistencia y deformación dúctil según lo expuesto en la Sección II.19, pero contemplando la deformación total hasta la falla, colapso o caída abrupta de la resistencia (punto C del diagrama de carga-deformación de las articulaciones plásticas o “Hinges”). No será de interés en el presente estudio, el determinar y verificar los límites de deformación por desempeño (desocupación inmediata, resguardo de vidas y prevención de colapso).

La capacidad de resistencia y deformación de la mampostería se determinará según lo expuesto en la Sección II.23. En el caso particular de la mampostería no reforzada confinada, una vez definidos los correspondientes modelos matemáticos de las bielas equivalentes excéntricas; se podrá proceder a hacer directamente la evaluación ante cargas fuera del plano, atendiendo para ello sólo a lo expuesto en la Sección II.23.4, y sin necesidad de efectuar análisis alguno a los modelos matemáticos con mampostería.

Específicamente, en los modelos con mampostería, el ancho de las bielas equivalentes se determinará empleando las ecuaciones de *Stafford-Smith* y *Carter* de la Sección II.23.3.14, con lo cual se tiene la ventaja de no tener que modificarse la *rigidez inicial elástica* que se obtendría directamente de una Curva Bilineal Idealizada de la Curva de Capacidad “*Pushover*” ($K_i = K_{SSC}$), pero si debería incrementarse la *rigidez post-elástica* o *post-cedente* obtenida ($K_f = 2K_U$). No obstante, para poder considerar el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, es necesario obviar este incremento en la rigidez post-cedente ($K_f = 2K_U$); es decir, ($K_f = K_U$). La razón de esto es que en dicho Procedimiento de FEMA 440, no se contempla ninguna modificación en la capacidad de la estructura; es decir, que la *rigidez inicial elástica* y la *rigidez post-elástica* deben permanecer invariables. Esto último implicará necesariamente una *sobrestimación* en la capacidad de deformación última de las estructuras respecto a lo que se esperaría obtener de datos experimentales, considerando la presencia de mampostería no estructural; por lo que los resultados deben considerarse como *conservadores*.

En términos relativos a la deformación cedente (Δ_Y), la deformación en el rango plástico a la carga última (Δ_U), estaría por el orden del doble de la que se esperaría de datos experimentales (Δ'_U); es decir, ($V_Y, V_U = \text{cte}$, $K_f = 2K_U \rightarrow \Delta_U - \Delta_Y = 2(\Delta'_U - \Delta_Y)$). Sin embargo, en términos de capacidad total de ductilidad, cuanto menor sea esta (μ), menor será la diferencia respecto a lo que se esperaría de datos experimentales (μ'); es decir, ($\mu = 2\mu' - 1$).

Además, dado que la capacidad de ductilidad por desempeño, obtenida por Procedimiento C *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento de FEMA 440 (que se expone seguidamente), siempre será menor o igual a la capacidad de ductilidad total ($\mu \leq \mu_{\text{DESEMPEÑO}}$); se tiene que, los resultados obtenidos para el desempeño sísmico estén aún más próximos a los que se esperaría de datos experimentales ($\mu' \leq \mu_{\text{DESEMPEÑO}} \leq \mu$).

Demanda Global

Demanda Global (desplazamiento máximo demandado o desempeño sísmico). En el presente estudio se aplicará el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, a fin de estimar para qué demandas sísmicas, las distintas estructura son capaces de desarrollar el desplazamiento máximo demandado (referido a la deriva total de la cubierta de techo respecto al suelo), en la dirección considerada de cada análisis, de acuerdo a lo expuesto en la Sección II.19.3.2; en pocas palabras, el desempeño sísmico. Este tipo de análisis considerará de igual manera todos los modelos con y sin mampostería.

Para cada una de las Escuelas Tipo R analizadas, la menor de las máximas demandas sísmicas (en términos de las Zonas Sísmicas), en cada una de las dos direcciones principales, para la cual son capaces de desarrollar el desplazamiento máximo demandado; se considerará de forma preliminar, como la máxima amenaza sísmica que pueden soportar dichas Escuelas, y lo propio para la correspondiente demanda de capacidad de resistencia por desempeño sísmico (en términos del cortante basal).

Cuando para una demanda sísmica en particular en una dirección, se obtenga el punto de desempeño; se podrá caracterizar la capacidad dúctil y de sobrerresistencia de la estructura inherente a dicha demanda sísmica y dirección, mediante el correspondiente Factor de Reducción Equivalente (R). Sin embargo, será necesario verificar que en cada caso se satisfagan los límites normativos de sismorresistencia para las derivas; y de no satisfacerse estos límites, deberá descartarse el correspondiente punto de desempeño y considerar una menor Amenaza Sísmica.

En definitiva, además del valor del desplazamiento máximo demandado (Δ), y los correspondientes valores de ductilidad (μ), cortante basal (V), amortiguamiento efectivo (β_e), período secante (T_{sec}), aceleración espectral (S_a), desplazamiento espectral (S_d), y factor de modificación obtenido del espectro "MADRS" (M); serán de especial interés determinar el Factor de Reducción Equivalente (R) en función de la ductilidad (μ), tal y como se expone en la Sección II.4.19.

III.4.5 Capacidad y Demanda según los ADL (sólo modelos sin mampostería), y Vulnerabilidad Sísmica.

Primeramente, del análisis modal requerido para este tipo de análisis dinámico lineal, se podrá estimar para cada modelo estructural sin mampostería, cuál es la dirección (traslacional en X ó Y, ó rotacional en Z) para la cual estas presentan la menor rigidez; considerando para ello el comportamiento global característico de cada estructura, para el primer modo de vibración fundamental que se obtenga de estos análisis, y verificando que se ajuste esto con lo expuesto seguidamente en la Sección III.4.17.

Capacidad y Demanda

Capacidad y Demanda. Se recurrirá a un *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel* (ADL) según Sección II.19.2, aplicado *exclusivamente* a los modelos de las Escuelas Tipo R sin mampostería no reforzada, y según cada demanda sísmica reducida según los Factores de Reducción “R” Equivalentes obtenidos de los AENL. (Ver Sección III.4.12 referente a las Combinaciones de Cargas). De esta manera se podrá considerar la respuesta dinámica combinada de la estructura en ambas direcciones principales ante cada demanda sísmica considerada según la Amenaza; lo cual no se podrá lograr con los AENL.

En los ADL sólo se considerarán las combinaciones que incluyen las acciones sísmicas por dos razones. La primera es que las acciones exclusivamente gravitatorias ya fueron evaluadas con los AENL, y la segunda es que con los ADL se pretende principalmente considerar el comportamiento dinámico que sobre la estructura demanda un eventual sismo.

Atendiendo a las limitaciones que se exponen más adelante en la Sección III.4.6, la Sección III.4.14 y la Sección III.4.17, no se efectuarán los ADL a los modelos con mampostería.

Sin embargo, se conviene establecer como algo conservadora, la alternativa indicada en la Sección III.4.21, que permite determinar Factores de Reducción (R^*) Equivalentes, derivados de los AENL para ser empleados en ADL, y aplicados exclusivamente a los modelos sin mampostería; pero considerando el caso sin la mampostería no reforzada más el caso donde se considera ésta. Las demandas consideradas en los ADL, derivadas de los distintos Factores de Reducción “R” Equivalentes, no solo esperan considerar los efectos de la inclusión o no de la mampostería, sino además reflejar la demanda incrementada por los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ en los modelos sin mampostería, lo cual justifica la no consideración de estos últimos en los ADL.

La aplicación de ADL posterior a AENL, tiene dos finalidades. La primera es la de validar ó no los resultados del AENL, y la segunda es la de verificar si realmente se satisfacen ó no los requerimientos de sismorresistencia de las normas COVENIN-MINDUR 1618:1998 y COVENIN-MINDUR 1756:2001 al considerar los efectos dinámicos de los sismos.

Básicamente, se pretende verificar que no se alcance algún estado límite en las conexiones, miembros, o componentes estructurales analizados, según lo expuesto desde la Sección II.8 hasta la Sección II.11. De esta manera se espera poder obtener resultados algo más confiables a cerca de cual es la máxima Amenaza Sísmica para la cual dichas estructuras satisfacen los requerimientos de las normas COVENIN-MINDUR 1618:1998 y COVENIN-MINDUR 1756:2001.

Se expresará la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones evaluadas, con y sin mampostería, en el presente trabajo de investigación, en términos de cuál es la máxima Amenaza Sísmica para la cual dichas edificaciones son capaces de desempeñarse satisfactoriamente sin presentar colapso; y será cuantificada en términos de las derivas y cortantes basales obtenidas en cada una de las direcciones principales (Δ_x y Δ_y , V_x y V_y). Con esto último también se podrá identificar cómo incide en la respuesta sísmica de las edificaciones, la inclusión ó no de los efectos de la mampostería.

III.4.6 Modelaje de la Mampostería.

Bielas equivalentes a la mampostería

Bielas equivalentes a la mampostería. Sólo se considera en los modelos de análisis, la mampostería no estructural que esté confinada y adosada entre los pórticos (contacto pleno), incorporando los efectos de esta para niveles de deformación consistentes con la intensidad del sismo prescrito en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, lo que supone la existencia de una separación entre la pared y el pórtico en las esquinas traccionadas y la formación de una franja de compresión a lo largo de la diagonal del pórtico. Para ello se representará la mampostería no estructural en los modelos de análisis de acuerdo al método de *bielas equivalentes excéntricas* desarrollado en el trabajo titulado “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, (Al-Chaar, 2002, enero), y expuesto en la Sección II.23 de presente trabajo, ya que permite modelar de una forma bastante adecuada, las estructuras con mampostería no estructural en el programa SAP2000 (ver Anexo G). Lo anterior implica necesariamente el incluir análisis de tipo estático no lineal (AENL) “*Pushover*” para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R, considerando la presencia de mampostería no estructural.

El hecho de considerar que la mampostería está adosada a los miembros de pórticos, significa que éstos están en contacto estrecho pero sin existir una vinculación que permita la transferencia eficaz de momentos, ni del peso de la mampostería a la estructura; por tal motivo se desprecia el peso de la mampostería. Además, de acuerdo a lo expuesto en la Sección II.23.3.1 sobre el comentario C5.8 de FEMA 356, se entiende que el método de bielas equivalente asume que puede despreciarse la colaboración de la mampostería en la demanda sísmica sobre la estructura, por lo que no se considera la masa de la mampostería no estructural en los análisis. La

mampostería por lo tanto puede considerarse como un medio que, actuando exclusivamente a compresión, permite la transferencia de cargas entre los elementos confinantes de un pórtico.

De tal manera que *sólo se considera la rigidez de la mampostería no estructural*, para estimar la influencia que esta tiene sobre la capacidad sísmica de la estructura.

En el caso particular de la mampostería no estructural confinada por los pórticos transversales (a “*dos aguas*”), dado que el trabajo titulado “*Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*”, (Al-Chaar, 2002, enero), expuesto en la Sección II.23 sólo considera pórticos de forma *rectangular*, se convino que la ubicación de las rótulas plásticas y extensión de rigidez “REO’s” sobre las vigas de cargas se hará considerando la longitud equivalente, que se obtendría de prolongar las bielas hasta alcanzar estas vigas de carga. (ver Sección II.23.3.9 y Sección II.23.3.10).

En el caso particular de la mampostería no estructural confinada por los pórticos longitudinales, pero que además presentan una abertura correspondiente a una de las puertas, se convino simplificar en este caso la mampostería mediante una biela equivalente conectada en un extremo a la columna opuesta a dicha abertura y en el otro articulada a tierra; obviándose la correspondiente biela equivalente cruzada. Esta simplificación responde al hecho de que el marco de la puerta no se considera como miembro estructural de la edificación, por lo que se asume que es incapaz de transferir las cargas que dan lugar a la formación de la diagonal de compresión; en consecuencia, no tiene sentido incluir la mencionada biela equivalente cruzada.

Bloques de arcilla para la mampostería no estructural

Bloques de arcilla para la mampostería no estructural. Especialmente en el caso de decidir qué tipo de bloques componen la mampostería, tomar la decisión fue difícil, ya que existe gran diversidad de bloques que pueden emplearse para este fin, y cada uno con características propias.

Se convino establecer como criterio para establecer el tipo de bloque adoptado en los modelos de análisis, el de buscar la opción más desfavorable, que represente la opción de mampostería no estructural más vulnerable ante la ocurrencia de un sismo; entendiéndose con esto aquella que conduce a una reducción más temprana de la resistencia de la mampostería en la misma medida que se incrementa el agrietamiento; y por ende, el aporte de rigidez a la estructura. En pocas palabras, la que presente la menor rigidez y capacidad resistente.

En este sentido, de acuerdo a datos aportados por el Prof. Oscar López (coordinador del Proyecto de Investigación IMME-UCV titulado “*Reducción de Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares*”), se han adoptado en el IMME (Instituto de Materiales y Modelos Estructurales) valores de *módulos de elasticidad* próximos a 45000 kgf/cm^2 y 20000 kgf/cm^2 , para la mampostería de bloques de concreto y de bloques de arcilla respectivamente; los cuales se han ajustado bastante bien al comportamiento de las mismas en los ensayos de laboratorio efectuados en el IMME. Al comparar además los valores mostrados en la Tabla 40 y Tabla 41, se evidencia que los *bloques de arcilla tipo B* son los que presentan la menor capacidad de resistencia promedio a la compresión.

La resistencia al corte de la mampostería no estructural se tomará de acuerdo a lo expuesto para la Ecuación 19.11 y la Ecuación 19.25. Dado que las vigas de amarre inferior de las estructuras de las Escuelas Tipo R, las cuales se confinan superiormente a la mampostería en la dirección larga, no soportan cargas, el valor de la variable “f” en la Ecuación 19.25 se asume

como cero ($f=0$), por lo que la *resistencia al corte* queda definida en función a la esbeltez “e” (alto-largo) de la mampostería; es decir: $f'_v=1.44e$.

Habiendo decidido adoptar el bloque de arcilla y definido sus propiedades materiales, sólo resta por convenir las dimensiones del bloque, tal que sea justificable considerarse por igual para todos los modelos en que se incluya la mampostería no estructural. Para esto, se tomó en cuenta, como se convino más adelante, que para las columnas de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional se adopten perfiles IPN100, e IPN140 para las columnas de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada. Se decidió regirse por los perfiles IPN100 ya que de esta manera se lograría escoger uno de los bloques de arcilla de menor dimensión; en razón a que en la medida que la mampostería no estructural tenga el menor ancho, en la misma medida se vuelve más esbelta y a la postre más propensa al volcamiento, por tener una menor área de contacto con la base que contribuya a resistir los momentos localizados en esa zona. De acuerdo a lo expuesto en la Sección II.23 son sólo dos opciones, bloques de arcilla de: $30*20*10$ ó $30*25*10$. Realmente se consideró indiferente que se eligiera uno u otro, pero se tenía que elegir uno de los dos.

Finalmente, se llegó a la convención de adoptar para la mampostería no estructural:

- *bloques de arcilla tipo B* de $30*20*10$.
- *resistencia promedio a la compresión*: ($f'_m=20 \text{ kgf/cm}^2$).
- *módulo de elasticidad*: ($E_m=20000 \text{ kgf/cm}^2$).
- *resistencia al corte*: ($f'_v=1.44e$).

donde “e” es la esbeltez (alto-largo) de la mampostería.

III.4.7 Rigidez de la Cubierta de techo.

A falta de información obtenida mediante ensayos, la incertidumbre de cómo pudiese establecerse una forma única de vincular los elementos de la cubierta de techo, y entre estos y la estructura de soporte de la edificación para cualquier caso que se presente de Escuelas Tipo R, así como la rigidez propia de la cubierta y sus efectos sobre la estructura de soporte de la edificación; se convino modelar las cubiertas de techo como diafragmas rígidos.

Esta convención deriva de considerar que en el caso de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, las respectivas cubiertas de techo de la propuesta del *“Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R”* elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), pueden actuar de manera uniforme aportando la suficiente rigidez para justificar esta simplificación.

Por su parte, para las Escuelas Tipo R Tradicional de cubierta liviana puede considerarse que principalmente en la dirección larga de la estructura, son las correas las que aportan la mayor rigidez en la cubierta de techo, actuando como diafragma rígido es dicha dirección; sin embargo, para efectos de unificar los parámetros adoptados en los modelos y reducir el número de modelos de análisis, se asume que en la dirección corta la cubierta de techo tiene la suficiente rigidez como para considerarla toda como diafragma rígido.

III.4.8 Cubierta de techo de las Escuelas Tipo R Tradicional.

Lamentablemente, en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), no se especifica el tipo de cubierta de techo liviana que conforma a las Escuelas Tipo R Tradicional, por lo que es necesario hacer algunas consideraciones, que permitan justificar el asumir un tipo particular de cubierta.

Como puede verificarse en los Anexo B y Anexo C, al parecer, es práctica común que las Escuelas Tipo R Tradicional presenten cubiertas livianas de las láminas corrugadas.

Por otro lado, los tipos de láminas corrugadas que tradicionalmente han estado disponibles en el mercado venezolano son: de acero galvanizado, de acero recubierto con asfalto y aluminio por ambas caras, de aluminio, de plástico, y las de asbesto-cemento; siendo estas últimas la de mayor peso por unidad de área según la norma COVENIN-MINDUR 2002-1998.

En virtud a que las láminas de asbesto-cemento son las que devengarán en una mayor demanda sísmica sobre las estructuras, se convino escoger estas para que representen el tipo de cubierta de techo liviana de las Escuelas Tipo R Tradicional. El peso de las cubiertas de techo conformadas por láminas de asbesto-cemento de las Escuelas Tipo R Tradicional, tal y como se señala en el Manual de FEDE (*op. cit.*), es de aproximadamente 2.5 Ton.

III.4.9 Cubierta de techo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas.

Como se verifica en la Tabla F.10 del Anexo F, para las cubiertas de techo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas se tiene que la cubierta de techo con malla tipo “Riplex” es la que presenta la mayor masa inercial, y la de menor masa inercial es la de la cubierta de techo con láminas de fibro-cemento tipo “Plycem” (de espesor 14mm), quedando la cubierta de techo con machihembrado como *caso intermedio*. Debido a esto se convino adoptar *los dos primeros* por ser los *casos extremos*, y excluir de los análisis las cubiertas de techo con machihembrado.

En este sentido, se evidencia un significativo incremento de las masas de las cubiertas de techo en las propuestas de reforzamiento del “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), especialmente en los casos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con cubiertas de techo con malla expandible tipo “Riplex”; donde se presenta un incremento de aproximadamente 8 veces el peso de las cubiertas de techo de láminas de asbesto-cemento de las Escuelas Tipo R Tradicional. En el mejor de los casos, las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con cubiertas de techo con láminas de fibro-cemento tipo “Plycem”, presentan un incremento de casi 5 veces el peso de las cubiertas de techo de láminas de asbesto-cemento.

En resumen, la propuesta de refuerzo del Manual de FEDE (*op. cit.*) implica un incremento del peso de las cubiertas de techo aproximadamente dentro de un rango que puede ser entre 5 hasta 8 veces el peso de las cubiertas de lámina de asbesto-cemento de las Escuelas Tipo R Tradicional.

Lo anterior indica que la propuesta de refuerzo del Manual de FEDE (*op. cit.*) debe ser capaz, no sólo de mejorar el desempeño original de las estructuras Escuelas Tipo R Tradicional, sino además de ser capaces de soportar las cargas incrementadas de las distintas cubiertas de techo de la propuesta de reforzamiento y los efectos derivados de éstas; garantizándose así el Nivel de Diseño requerido por las normas venezolanas actuales.

III.4.10 Selección de los Tipos de Suelos según las Formas Espectrales.

Dado el hecho de que no se realiza un estudio de una edificación existente en particular, no se cuenta con la información necesaria referente a los parámetros que caracterizan la respuesta dinámica del perfil geotécnico representativo del lugar donde se ubica dicha edificación, tal como se expone en la Sección II.2.

Dependiendo de la Amenaza Sísmica considerada, los distintos tipos de suelos y sus parámetros del perfil geotécnico (profundidad y velocidad de onda) tipificados en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, quedan representados mediante las Formas Espectrales (S1,S2,S3,S4) y su correspondiente Factor de Corrección “ ϕ ” que se especifican en la Tabla 5.

En total se pueden establecer un total de 13 Formas Espectrales corregidas (7 para Zonas Sísmicas 1 a 4, y 6 para Zonas Sísmicas 5 a 7), tipificadas en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, para recrear las distintas posibles condiciones de terrenos de fundación que pueden encontrarse a lo largo del país; lo cual reviste especial importancia para la evaluación de un sistema constructivo de carácter repetitivo a lo largo del país, como lo es el caso de las edificaciones tipo rural identificadas como Escuelas Tipo R..

Se presenta entonces el inconveniente que de establecerse un análisis específico para cada condición local de suelos tipificados en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 (13 en total), implicaría un número bastante significativo de casos posibles a analizar.

Para resolver este inconveniente, se convino en el presente trabajo, adoptar para una misma Amenaza Sísmica, Espectros Sísmicos Envolventes (ver Sección III.4.21 y Anexo E) que consideren todas las correspondientes Formas Espectrales corregidas (7 para Zonas Sísmicas 1 a 4, y 6 para Zonas Sísmicas 5 a 7); con lo cual se pretende considerar de forma conservadora las múltiples condiciones locales de suelos que pueden presentarse a lo largo del territorio nacional.

III.4.11 Simplificaciones de los Sistemas Estructurales.

Dado el carácter rural de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se presentan gran cantidad de variantes dentro de las especificaciones señaladas en el *“Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R”* elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), en lo que se refiere a los miembros estructurales que componen dichas estructuras (ver Sección II.24). Por ejemplo: estructuras que van desde 1 hasta 12 módulos; tres alternativas de cubiertas (fibro-cemento, machihembrado y malla expandida tipo RIPLEX); columnas IPN100, IPN140 ó de concreto; vigas UPN100, IPN100 ó CONDUVEN 100X40; correas “omega” (poco comunes), IPN80 ó CONDUVEN 80x40; estructuras reforzadas o no; entre otras. Lo anterior supone una cantidad significativa de posibles casos de análisis de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R; por lo que se hace necesario establecer ciertas simplificaciones a fin de reducir el número de modelos a desarrollar en el programa análisis estructural SAP2000.

A continuación se presenta una breve justificación de cada una de las simplificaciones indicadas en la Tabla precedente:

Nº de Módulos:

Dado que en la Sección III.2 la mayoría (78%) de las Escuelas Tipo R inspeccionadas resultaron ser de tres aulas (R-3), y considerando lo mostrado en los Anexos B, C y D, se convino que todos los modelos de sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R elaborados en el presente trabajo son R-3 (tres aulas); es decir, conformados por 6 módulos (7 pórticos transversales), con 2 paredes internas que dividen a cada edificación en 3 aulas iguales, ubicando dos de las tres aberturas correspondientes a las

puertas de entrada a aulas de manera que estén una al lado de la otra, a fin de representar una distribución no uniforme de rigidez debida a la mampostería. Hay que destacar que lo mostrado para planta tipo R-3 en la Figura 153 de la Sección II.24, no parece ser congruente con la distribución de aulas que se presenta con frecuencia en la realidad (ver Anexos B, C y D).

Correas:

Para el caso de los modelos de Escuelas Tipo R Tradicional se convino emplear perfiles IPN80 en lugar de los perfiles *omega* señalados en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), debido principalmente a que estos últimos al parecer son menos comunes (ver Anexos B, C y D). Ahora bien, para el caso de los modelos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, se decidió implementar el mismo perfil IPN80 ya que éste, está señalado entre los posibles elementos a ser colocados como correas según el Manual de FEDE (*op. cit.*).

Separación entre correas:

Para los casos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada se convino emplear una separación de 58 cm, sólo por ser este un valor intermedio entre los valores de 61 cm y 55 cm, especificados en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), (ver Figura 162), para las cubiertas de fibro-cemento y malla expandida, respectivamente. Por otro lado, la diferencia entre 58 cm y los valores extremos, 61 cm y 55 cm, es de 3 cm; lo que en términos reales representa una variación razonable si se toma en cuenta que, por ser las Escuelas Tipo R estructuras bastante simples y que se utilizan generalmente en zonas rurales, es probable que no se empleen para su construcción mano de obra suficientemente calificada para alcanzar este nivel de detalle. Esto

último evidentemente induce cierta incertidumbre en la separación de las correas. Esta separación de 58cm permite además ubicar una correa justo sobre los pórticos en la dirección larga de la edificación.

Adicionalmente, la separación entre el par de correas a ambos lados de la cumbrera varía de igual manera, tanto para la cubierta de techo de fibro-cemento tipo “*Plycem*” como para la de malla expandida tipo “*Riplex*”, 57 cm y 38 cm respectivamente; sin embargo, al emplear la separación de 58 cm para el resto de las correas permite una separación aproximada de 10 cm entre las correas que están justo en la cumbrera; distancia que es aceptable y que además puede evidenciarse que realmente es así al observar el Anexo D y la Fotografía C.24 del Anexo C. Lamentablemente en el Manual de FEDE (*op. cit.*) no se especifica la separación entre correas para las Escuelas Tipo R Tradicional, por lo cual se adoptó por simplicidad la separación de 58 cm adoptada para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

Vigas de amarre inferior:

Para el caso de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional se convino emplear perfiles IPN100 en lugar de la existencia de perfiles UPN100 (ver paso 3 de la Figura 159). Esto dado que el uso de perfiles UPN, no parece ser de uso común (ver Anexos B, C y D); además, dado el carácter rural de estas edificaciones es razonable pensar que no se emplee el perfil UPN para estas vigas, si para el resto de la estructura se van a emplear los perfiles tipo I. Respecto a la posible inexistencia de esta viga, se desechó de antemano esta opción dada la evidente inestabilidad que ha de presentar la estructura al carecer de arriostramientos entre los pórticos. Para el caso de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se decidió implementar el mismo perfil IPN100 ya que éste, está señalado en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), entre los posibles elementos a ser colocados. La longitud de estas vigas es la misma que la convenida más adelante para la distancia entre los

pórticos transversales (305cm). La altura al eje convenida para estas vigas es de 230cm (ver Figura 166).

Vigas de amarre superior:

Se emplearon las características especificadas en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), inexistentes para las Escuelas Tipo R Tradicional y perfiles IPN100 para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada. Evidentemente, la longitud de estas vigas es la misma que la convenida para las vigas de amarre inferior (305cm). La altura al eje convenida para estas vigas es de 288cm, de manera tal que permita tener un espacio libre entre esta viga y la correa ubicada por encima. (Ver Figura 166)

Columns:

Se emplearon las características especificadas en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a): perfiles IPN100 para las Escuelas Tipo R Tradicional y perfiles IPN140 para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

Cartelas laterales o Pie de amigo:

Se emplearon las características especificadas en “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a): inexistentes para las Escuelas Tipo R Tradicional y perfiles IPN100 para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada. Atendiendo lo expuesto en la Figura 161, se tiene que la longitud central de las cartelas es de aproximadamente 101,9cm, para un ángulo aproximado de 45°.

Tensor o Cartela central:

Se emplearon las características especificadas en “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE,

(FEDE, s.f. a): inexistentes para las Escuelas Tipo R Tradicional y perfiles IPN100 para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada. Atendiendo lo expuesto en la Sección II.24, se asume como acertada la longitud 260cm para el tensor por su cara inferior, y dado que la pendiente de las vigas de carga a la cual está conectado es de 25%, resulta que la longitud central del tensor es de aproximadamente 261,23cm.

Machón y Dintel (sólo Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada):

Fundamentalmente por ser el análisis de estructuras metálicas el objetivo central del presente trabajo de investigación, no serán considerados los machones ni dinteles en los modelos de análisis de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

No obstante, el descarte de estos dos tipos de componentes estructurales en la elaboración de los modelos de análisis, puede verse respaldado por las apreciaciones que se exponen a continuación.

Primeramente, por lo que se puede apreciar del Anexo B y Anexo C, la inclusión de estos machones y dinteles en las paredes transversales (dirección corta) no parecen ser una práctica constructiva repetida. Esto da indicios de que esta propuesta de reforzamiento para las edificaciones escolares tipo rural, catalogadas como Escuelas Tipo R, no ha sido acogida eficazmente como una propuesta de reforzamiento generalizada.

Puede considerarse que tanto los machones como los dinteles sólo colaboran con la capacidad sísmica de la estructura aportando rigidez cuando el sismo actúa en la dirección transversal⁶⁰ de la edificación; sin embargo, cuando el sismo actúa en la dirección larga de la estructura, la función básica de estos es la de evitar el volcamiento de la mampostería en

⁶⁰ La dirección transversal o dirección corta parece ser la que, aún obviando el refuerzo con machones y dinteles, presenta la mayor rigidez de la estructura; esto en razón a como están dispuestos los miembros estructurales columnas y vigas de acero, tal y como se especifica en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a). En consecuencia, la dirección larga, por ser la de menor rigidez al parecer, debiera con más razón ser reforzada, en lugar de la dirección corta.

razón a la pobre vinculación que presentan los machones adosados a las columnas de la estructura (ver detalle en la Figura 161).

Además el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), no precisa la separación entre estos mecanismos de vinculación, como tampoco se especifica como es la vinculación del machón central con las vigas de carga a nivel de la cumbrera, ni con el tensor o cartela central (ver Figura 166 y Figura 167).

Todas estas incertidumbres dan cuenta de la imprecisa y vaga información con la que se dispone para desarrollar un modelo matemático, que se adecue satisfactoriamente a las características y comportamiento real de estos componentes (machón y dintel) y su vinculación efectiva con los miembros estructurales.

Distancia entre pórticos:

Para ambos casos, Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se convino emplear la misma distancia de 305 cm indicada en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a). Esta distancia pudo verificarse en dos de las estructuras del plantel C.P. B. Virginia Vera (ver detalles de una de estas en el Anexo D).

Distancia entre columnas de pórticos transversales:

Para ambos casos, Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se convino emplear la misma distancia indicada en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), que es de 590 cm (al igual que en el caso anterior ver detalles en el Anexo D),

Aleros anterior y posterior (dirección corta):

Para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se convino emplear la misma distancia indicada en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), que es de 116 cm en proyección horizontal (ver Figura 162). No obstante, para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional, el Manual de FEDE (*op. cit.*) no precisa esta distancia, por lo que se convino por simplicidad adoptar 116 cm, al igual que los casos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

Aleros laterales (dirección larga):

Para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se convino emplear la misma distancia indicada en “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), que es de 80 cm en proyección horizontal (ver Figura 162). No obstante, para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional, el Manual de FEDE (*op. cit.*) no precisa esta distancia, por lo que se convino por simplicidad adoptar 80 cm, al igual que los casos de sistema R Tradicional Reforzado.

Altura de la cumbrera:

Para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se convino emplear la misma distancia indicada en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), que es de 376 cm (al igual que el machón central). No obstante, para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional, el Manual de FEDE (*op. cit.*) no precisa esta altura, por lo que se convino por simplicidad adoptar 376 cm, al igual que los casos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada; además de representar una condición más crítica en cuanto a las derivas.

Altura de las columnas:

Para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, se convino emplear la misma distancia indicada en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), que es de 300 cm. No obstante, para los casos de Escuelas Tipo R Tradicional, el Manual de FEDE (*op. cit.*) no la precisa, por lo que se convino por simplicidad adoptar 300 cm, al igual que los casos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

Pendiente de la cubierta de techo:

Considerando la convención de que la altura de las columnas metálicas en todos los sistemas estructurales a analizar es de 300cm, y lo propio para una altura en la cumbrera de 376cm; esto representa una pendiente de la cubierta de techo de aproximadamente 25% (14,2°), lo cual se ajusta a lo especificado en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a).

Calidad del acero:

Dado que todos los miembros metálicos convenidos que componen las estructuras a analizar son perfiles IPN, y atendiendo a lo expuesto en la Sección II.13 y la Sección II.24.2, y el *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo II. Diseño de Miembros y Uniones*, (SIDOR, 1982a), se convino asumir para estos perfiles el acero PS-25 de resistencia cedente $F_Y=2500$ kgf/cm² y resistencia última $F_U=3500$ kgf/cm² (análogo al ASTM A-36) por: considerarse SIDOR (*Siderúrgica del Orinoco*) el más grande productor, a nivel nacional, de materiales de acero para la construcción en las décadas previas; y haberse empleado este tipo de acero, al menos hasta el año 1982 (fecha de edición del Manual de SIDOR *op. cit.*). Se descarta considerar su contraparte, el acero tipo PS-ALTEN por ser de alta resistencia y su evidente costo mayor; lo cual hace que sea menos probable su uso. Además, esta convención puede justificarse en el hecho de que en el “*Manual para rescate y*

mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), sólo se hace referencia a dos tipos de calidades de acero según su resistencia cedente (ver Figura 162, Figura 163, Figura 164 y Figura 165); a saber: un $F_Y=3515 \text{ kgf/cm}^2$ si se trata de tubos estructurales tipo CONDUVEN, y un $F_Y =4200 \text{ kgf/cm}^2$ que se presume se trata del acero de refuerzo del concreto.

Electrodos:

En razón a lo anterior y atendiendo lo expuesto en la Sección II.24.2, se convino asumir que el tipo de electrodo empleado para las soldaduras de los miembros estructurales de las Escuelas Tipo R a analizar en el presente trabajo, sean de tipo COVENIN E41413 (aprox. $F_U=4200 \text{ kgf/cm}^2$), en vez de las indicadas en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), como COVENIN E47013.

Soldaduras y Conexiones de la estructura metálica:

En primer lugar hay que destacar que en el “*Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), no se muestra ningún detalle de las conexiones soldadas, y sólo hace la indicación de que deben disponerse de “*soldadores de primera*” (ver Figura 160). Atendiendo a lo expuesto en la Sección II.7 y la Sección II.6.1.2, tiene sentido considerar una zona de panel en aquellas conexiones, que se consideren suficientemente rígidas, como para transferir efectivamente el corte de los miembros conectados, a través del alma del miembro que sirve de conexión; sin embargo, ninguna de las conexiones mostradas en el Manual (*op. cit.*) garantizan la condición anterior, se conviene por tanto, que no será necesario considerar zonas de panel para aquellas conexiones que se establezcan en el presente estudio como total o parcialmente rígidas (TP o PR).

Ahora bien, se conviene considerar las conexiones como sigue:

- **Conexión de las Cartelas laterales o Pie de Amigo, y de los Tensores o Cartelas Centrales:** considerando lo especificado en el Manual de FEDE (*op. cit.*), la conexión entre estos y las columnas y vigas de carga se elabora mediante *soldadura de filete*. A falta de información, se asume que en ambos casos, la soldadura de filete se efectúa a ambos lados del alma del perfil de la cartela y por la cara exterior de las alas. En particular, las soldaduras en las alas son del tipo: *soldadura de filete para uniones T oblicuas* (ver Figura 78). Atendiendo lo expuesto en la Sección II.7, estas conexiones de forma aislada pudieran considerarse como conexiones a momento de tipo parcialmente restringidas (PR) ó totalmente restringidas (TR). Sin embargo, se conviene asumir el mismo tipo de conexión (TR ó PR) que se determine conexión de las columnas a las vigas de carga, dada la similitud entre éstas; aún cuando dada la configuración geométrica de las cartelas inducen suficiente número de restricciones a la conexión del pórtico, lo que hace que estos miembros (cartelas y tensores) trabajen principalmente a compresión o a tracción. En la dirección del eje de menor inercia se considerarán articuladas en sus extremos.
- **Conexión de las vigas de amarre, tanto inferior como superior:** considerando lo especificado en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), la conexión entre estas vigas y el alma de las columnas se elabora mediante *soldadura a tope*. El Manual de FEDE (*op. cit.*) no hace ninguna discriminación respecto a Zona Sísmica alguna.

Considerando lo anterior, y a falta de información proporcionada por el Manual de FEDE (*op. cit.*), se asume en el presente trabajo

que la soldadura para estas conexiones se efectúa no sólo a ambos lados del alma de las vigas con el alma de la columna, sino que también se presentan casos en los que se soldan además las alas de las vigas al alma de la columna, de manera tal que puede considerarse este tipo de conexión como *conexión de momento al alma de la columna* (ver Figura 173).

Esta conexión presenta unas particularidades especiales que se exponen en la Sección II.7, y en donde se señala que este tipo de conexiones no están precalificadas, son especialmente vulnerables ante sismos severos por lo que se requiere de la inclusión de rigidizadores de pandeo.

Este tipo de conexiones no están precalificadas, así como tampoco se han efectuado en el presente trabajo de investigación ensayos alguno a estas; por lo que no se cuenta con datos ciertos en cuanto a su capacidad de resistencia ni ductilidad.

Se tienen entonces dos alternativas. Una es la de asumir estas conexiones como conexiones flexibles, simples o a corte; y en consecuencia, en los modelos matemáticos se asumirían como *conexiones articuladas*. La segunda sería la de hacer una estimación algo aproximada de la capacidad que pudieran desarrollar este tipo de conexiones, avalándose en los resultados de los ensayos de [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#); con lo cual se pudieran asumir estas conexiones como conexiones a momento (PR); y en consecuencia, en los modelos matemáticos se asumirían como *conexiones empotradas*, y modificando consecuentemente la rigidez (K_{θ}) de los resortes de los extremos del miembro viga.

Se convino finalmente que avalarse en los resultados de los ensayos de [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#),

sería la alternativa más apropiada; y por lo tanto, esa fue la seleccionada.

Ahora bien, en los ensayos de [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#) se evidenció que este tipo de conexiones desarrollan una escasa ductilidad, y fallan prematuramente debido principalmente a esfuerzos concentrados que ocasionan fractura en el alma de la columna.

Cabe destacar que dichos ensayos son ciertamente de carácter cualitativos en cuanto al comportamiento de este tipo de conexiones; principalmente por el hecho de que se realizaron un reducido número de ensayos efectuados, a que no se aplicaron carga axial ni de corte, así como tampoco, se consideró la aplicación cargas cíclicas que permitieran la incursión alternada en el rango inelástico. No obstante, a falta de más información, se asumen en el presente trabajo, que los datos aportados en los ensayos de [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#), pueden ser tomados como una simple aproximación al comportamiento de las conexiones de momento al alma presentes en las Escuelas Tipo R.

Atendiendo a los resultados y conclusiones de los ensayos (12A,12B,14A y 14B) expuestos en [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#), se asume en el presente Trabajo para estas conexiones un comportamiento por FUERZA CONTROLADA (FALLA FRÁGIL), en razón a que:

1. Las pruebas indicaron un desarrollo escaso de capacidad dúctil, además de que fueron *incapaces de desarrollar el mecanismo de rótula plástica* teórica.
2. El mecanismo de falla consistió en la *fractura prematura del material del alma de la columna* justo en los extremos del ala traccionada y debido a *elevados esfuerzos concentrados*.

3. La falla estaba asociada con *grandes deformaciones fuera del plano de las alas y alma de la columna*, lo cual contribuye considerablemente con la flexibilidad de este tipo de conexión al alma de una columna, y *pudiendo conducir además al pandeo local* si la columna está sometida a una carga axial eleva. Recordando que el estudio de [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#) no consideró la aplicación de carga axial ni de corte.

Se conviene además en el presente trabajo como despreciable la variación entre las cargas últimas P_u y de inicio de la fractura P_y ; es decir, $P_u \approx P_y$, y consecuentemente se tendrá que la capacidad a momento de la conexión es $M_u \approx M_y$. Por otro lado, al considerar un comportamiento por FUERZA CONTROLADA (FALLA FRÁGIL), se tendrá que ($\Delta_u \approx \Delta_y$) y por extensión ($\theta_u \approx \theta_y$). Derivado de lo anterior, la rigidez angular elástica (K_θ) de la conexión quedará representada entonces como ($K_\theta = M_u/\theta_u = M_y/\theta_y$).

Trabajando con los datos aportados en [Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. \(1980\)](#), se obtuvieron por simple línea de ajuste lineal las siguientes expresiones (ver ANEXO H.4):

- Capacidad a momento de estas conexiones:

$$M_u = [0.11082 * (I_{X \text{ viga}} / I_{Y \text{ columna}}) + 0.29404] * M_p$$

- Rigidez Angular Elástica de estas conexiones:

$$K_\theta = 5366 * [(b_f \text{ viga} / h) * I_{Y \text{ columna}}] + 60797297$$

Por lo que en el presente trabajo se convino aceptar que el empleo de estas expresiones arrojará resultados algo aproximados a lo que se esperaba ocurriera con este tipo de conexiones.

Finalmente, se conviene que estas conexiones, en los modelos de Escuelas Tipo R que se elaborarán en el presente Trabajo, se considerarán con un comportamiento bajo FUERZA CONTROLADA,

pero tomando como capacidad última a momento (M_u) el momento respecto al eje débil de la columna (M_2), mientras que la rigidez angular elástica (K_θ) será asignada al extremo correspondiente de la viga conectada.

- **Conexión de las columnas a las vigas de carga:** dado que en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), no especifica como es esta conexión, se convino en el presente trabajo asumir que se efectúa mediante *soldadura de filete*; en analogía a las conexiones de las cartelas. A falta de información al respecto en el Manual de FEDE (*op. cit.*), se asume además que la soldadura de filete se efectúa a ambos lados del alma del perfil de la columna y por la cara exterior de las alas; respaldándose en las ampliaciones en la siguiente Figura 173.

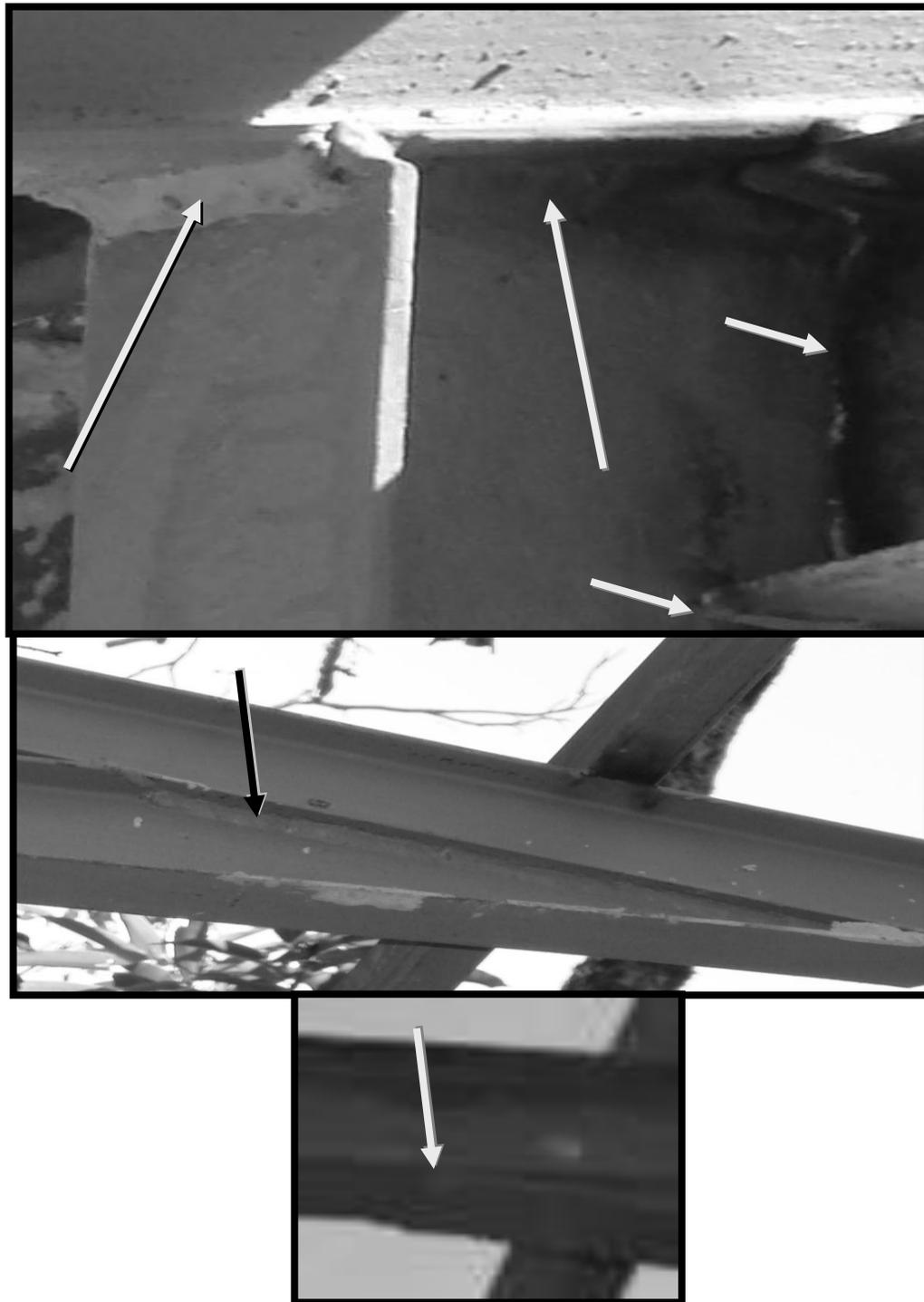


Figura 173. Ampliaciones de las Fotografías B.56, B.58 y B.55, en orden descendente, del Anexo B.

En particular, las soldaduras en las alas son del tipo: *soldadura de filete para uniones T oblicuas* (ver Figura 78).

Sin embargo, como ya se ha convenido anteriormente que la cubierta de techo actúe como diafragma rígido, y como las vigas de carga carecen de rigidizadores transversales; se puede pensar que al ser solicitada la estructura por cargas laterales en la dirección larga, es despreciable la capacidad a momento de la conexión en dicha dirección. Idealmente puede asumirse que la viga de carga se deformará por pandeo lateral del alma dado que la transición ala-alma de la viga actuaría a modo de pivote; ó simplemente fallar la conexión por corte en la interfase viga-columna. Por lo tanto, se conviene simplificar la conexión como una conexión flexible o a corte (articulada) en la dirección larga de la estructura.

Cuando la estructura es solicitada por cargas laterales en la dirección corta, puede considerarse que estas conexiones se comportan como conexiones a momento, bien sea parcialmente rígidas (PR) ó totalmente rígidas (TR). Sin embargo, ninguna de las conexiones indicadas en la Sección II.7 se ajustan satisfactoriamente a este tipo de conexiones; por lo tanto no pueden suponerse estas como conexiones precalificadas.

De forma resumida, en los modelos matemáticos, las conexiones de las columnas a las vigas de carga se asumen como articuladas (*conexión flexible, simple o a corte*) en la dirección de la *inercia menor de las columnas* y empotradas (*conexión TR ó PR*) en la *de mayor inercia*.

Pórtico transversal aislado, de las Escuelas Tipo R Tradicional, modelado mediante elementos finitos discretizados:

Para estimar qué tipo de conexión (TR ó PR) representan, al menos se tendrá que desarrollar un *modelo matemático simple de elementos finitos suficientemente discretizados*, de un *pórtico típico en la dirección corta* de las Escuelas Tipo R Tradicional, y de forma aislada. (Ver Figura 174 y Anexo H). En el caso de que se identifique dicha conexión como (PR), será de interés el determinar tanto la capacidad de momento y rigidez elástica que caracterice esta conexión.



Figura 174. Pórtico transversal aislado, de las Escuelas Tipo R Tradicional, modelado mediante elementos finitos discretizados.

Los elementos ala y alma de perfiles I de acero, se pueden considerar que se comportan como *placas delgadas*; por lo que serán representados en este modelo como elementos tipo áreas delgadas (secciones Área tipo “*Shell-Thin*” en el

SAP2000) y de espesor igual al del elemento ala ó alma que se quiera representar. Las propiedades materiales serán las mismas del acero PS-25.

Este *modelo matemático simple de elementos finitos suficientemente discretizados mediante secciones Área tipo "Shell-Thin"*, no permite recrear el comportamiento en el rango no lineal o inelástico al ser sometida a deformación; sin embargo, como se expuso previamente, lo que interesa realmente es la capacidad de momento y rigidez elástica que caracterice esta conexión, y sólo si dicha conexión puede clasificarse como (PR). Si la conexión es clasificada como (TR), se considerará la capacidad de resistencia y deformación propias de los miembros conectados.

De lo anterior se conviene hacer un análisis elástico lineal, valiéndose para ello de un caso de carga no lineal, con incremento de cargas laterales (*Pushover*), representado por un patrón de distribución de cargas, proporcional al modo fundamental característico de la respuesta de este pórtico en la dirección del mismo; y considerando adicionalmente las cargas del peso de la cubierta de techo (como carga inicial) correspondientes al área tributaria involucrada de las Escuelas Tipo R Tradicional.

Evidentemente, como sólo se recreará con este modelo de pórtico su comportamiento en el rango elástico lineal, ocurrirá que siempre se deformará elásticamente al someterse a cualquier incremento de carga; es decir, la curva de *Pushover* siempre crecerá en línea recta sin manifestar un punto de colapso. Por esta razón, será necesario establecer un criterio de parada para el análisis de *Pushover*, pero más aún, cómo determinar cuál es la máxima deformación del pórtico en el

rango elástico lineal. Para resolver estas incógnitas, es necesario hacer ciertas idealizaciones y convenciones previas.

Los elementos finitos de la base de las columnas serán empotrados a tierra. Los nodos de los elementos finitos del ala superior de la viga de carga se desplazarán a modo de diafragma rígido; y será sobre éstos donde se aplique las cargas gravitatorias correspondientes al peso de la cubierta de techo en cuestión, a modo de cargas puntuales y según las áreas tributarias involucradas. (ver Figura 175)

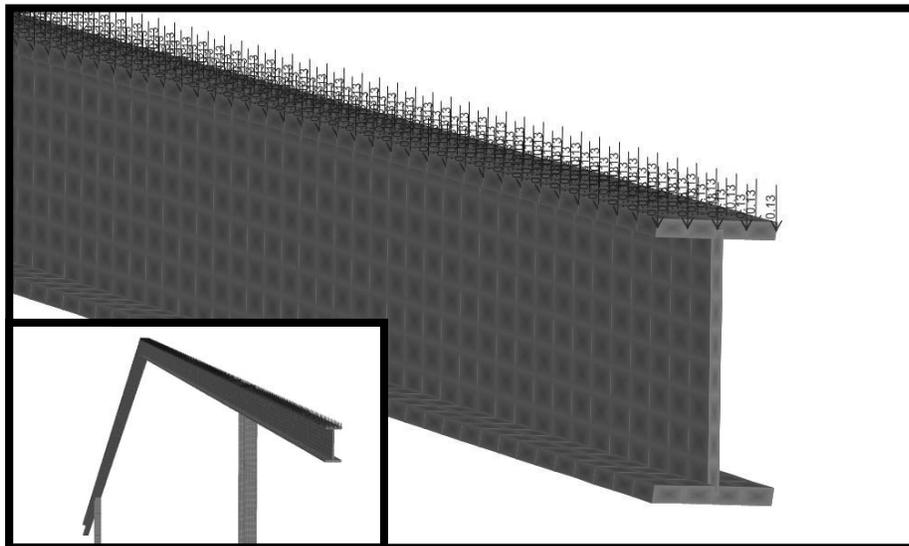


Figura 175. Pórtico transversal aislado, de las Escuelas Tipo R Tradicional.

Recordando, las dos condiciones que FEMA 356 establece deben satisfacerse para considerar que una conexión es TR; de lo contrario será considerada como PR. A saber:

- La conexión debe ser al menos tan fuerte como el más débil de los dos miembros que están siendo conectados.

- La deformación de la conexión puede contribuir en no más que del 10% de la deriva del pórtico, *sin incluir la deformación de la zona de panel.*

Para clasificar la conexión en el tope de la columna del pórtico en cuestión, se considera primeramente la idealización mostrada en las Figuras 44 y Figura 45, pero ajustada a las consideraciones hechas para obtener la Ecuación 6.20.2 del método simplificado para conexiones PR; con lo que resulta la idealización mostrada en la Figura 176.

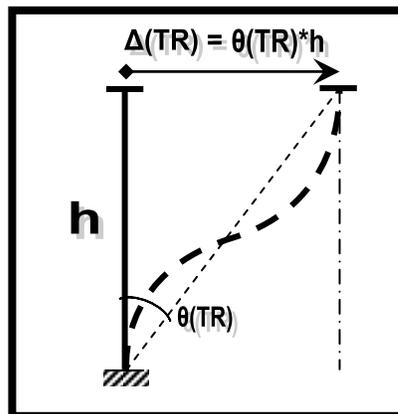


Figura 176. Comportamiento idealizado de columnas con conexiones TR, en analogía con lo mostrado en las Figuras 34 y 35.

No obstante, dado que a priori se ha asumido que las columnas son empotradas en su base, se puede asumir que dichas bases son de tipo TR. En consecuencia, de ocurrir que la conexión en el tope de la columna se comporte como una conexión tipo PR, se manifestará una diferencia en la capacidad de deformación entre ambas conexiones (base y tope); por lo tanto, cada una de ellas contribuirá de forma diferente en la deformación total del pórtico. (ver Figura 177).

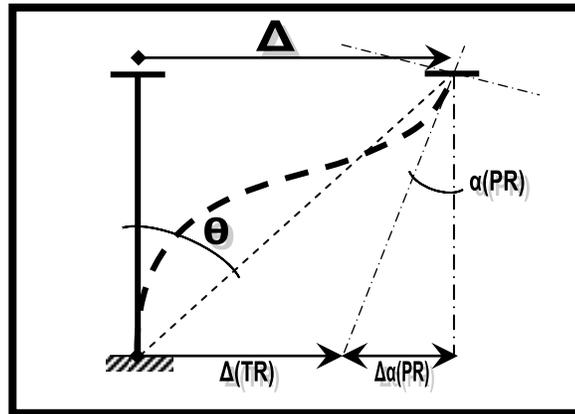


Figura 177. Convención de la deformación idealizada de una columna con conexión TR en su base y PR en el tope.

Recordando sin embargo, que la idealización mostrada en las Figuras 44 y Figura 45 es concebida para representar la deformación de un miembro viga y no de una conexión, es necesario considerar la convención establecida en la Figura 29, llegándose en consecuencia a la nueva convención mostrada en la Figura 179. Dado que se asume que cubierta de techo se deformará como diafragma rígido, el desplazamiento del pórtico en cuestión será aproximadamente igual al que experimentará la columna en su tope; por lo que este último puede ser tomado como equivalente al primero ($\Delta = \Delta_C$). (ver Figura 178).

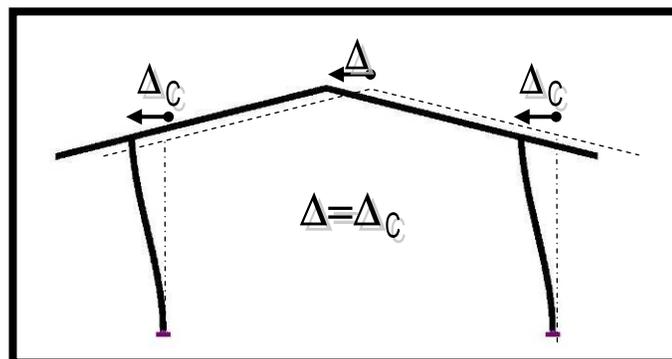


Figura 178. Aproximación del desplazamiento del tope de las columnas al desplazamiento del pórtico.

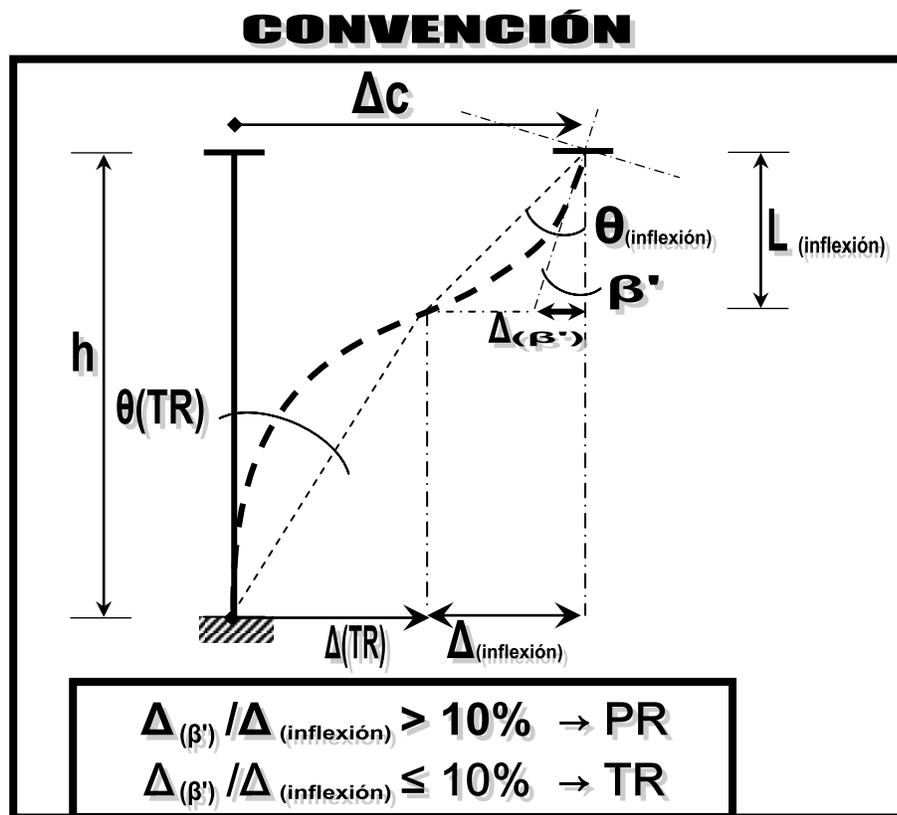


Figura 179. Convención adoptada para estimar la deformación de una conexión de columna, ajustada a la 2ª condición de FEMA 356.

Como se aprecia en la Figura 179, será necesario determinar el punto de inflexión de la deformada resultante de la columna. Adicionalmente, es necesario hacer algunas consideraciones adicionales a fin de no considerar la deformación de la zona de panel, tal y como se expresa en la 2ª condición de FEMA 356 antes referidas. El ángulo estimado de la deformación de la conexión es el designado como β' . Dado que no deberá considerarse la deformación de la zona de panel, se establece el procedimiento que se muestra en las Figuras 180 y Figura 181.

DETALLE

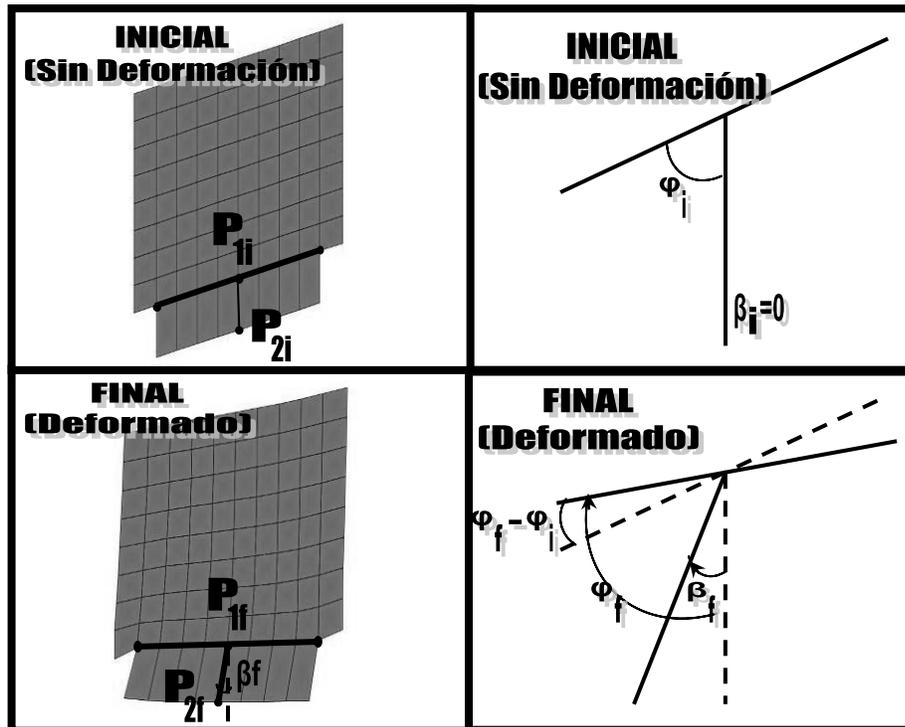


Figura 180. Puntos y ángulos establecidos para determinar la deformación de la conexión.

β_f considera la deformación de la Zona de Panel

β' no considera la deformación de la Zona de Panel

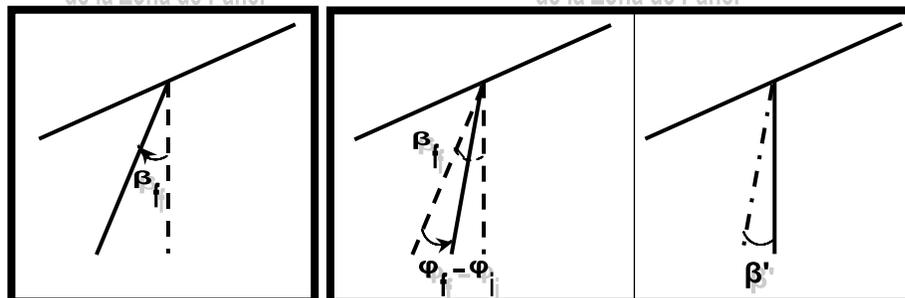


Figura 181. Obtención del ángulo β' representativo de la deformación de la conexión, sin considerar la deformación de la zona de panel.

Por consiguiente, basándose en la convención anterior, puede ahora ajustarse la segunda condición de FEMA 356, que

debe satisfacerse para considerar que una conexión es TR; ya que de lo contrario será considerada la conexión como PR.

Se adoptarán en definitiva en el presente estudio, las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser al menos tan fuerte como el más débil de los dos miembros que están siendo conectados.
- La deriva producida por la deformación de la conexión en el tope de la columna, *sin incluir la deformación de la zona de panel*, puede contribuir en no más que del 10% de la deriva *total*, referidas ambas únicamente a dicha conexión, pero considerando sólo el segmento comprendido entre dicha conexión y el punto de inflexión obtenido sobre la columna en cuestión.

Recordando que aún es necesario, establecer un criterio para determinar cuál será la máxima carga lateral aplicada sobre el pórtico, que puede soportar éste en el rango elástico lineal, y consecuentemente un criterio de parada para el análisis de *Pushover*, dado que se efectuará un análisis estático lineal, donde la capacidad dúctil de la conexión y los miembros no podrá ser considerada; se entiende por lo tanto que la *condición de cedencia* representa en sí una condición límite del análisis.

Derivado de lo anterior se conviene establecer como criterio simplificado, que la máxima deformación del pórtico sea aquella que primero satisfaga una de las siguientes condiciones:

1) Cedencia del Material Base-Criterio de Von Mises. La cedencia del material base se determinará según el criterio de estado de esfuerzos máximos de Von Mises (ver Sección II.8).

2) Resistencia de la Soldadura. Se verificará que las fuerzas por unidad de longitud que se generen en los elementos finitos representativos de los elementos conectados, que representan el área de la soldadura de filete, entre las alas de la columna y la viga de carga; no excedan la capacidad máxima de la soldadura por cortante en el área efectiva, (Ver Figura 182). Evidentemente no será considerada la Tracción o compresión, paralelas al eje de la soldadura de filete, del material base, por la orientación perpendicular de dichas soldaduras respecto al plano que contiene las cargas aplicadas y solicitaciones. Las almas de todos los perfiles están alineadas respecto a este mismo plano.

La primera de las condiciones aportará indicios de posibles inestabilidades locales incipientes, que pueden ser representativas de pandeos locales de ala y/o alma. Más aún, al estar este criterio condicionado por la cedencia del material base, y ajustándose a la definición de la rotación de una conexión de este tipo tal y como se expresa en la Figura 29 de la Sección II.7, y en las subsecciones B.1 y B.2 de la Sección II.11.4; puede asumirse que la rotación total de la conexión $\theta_{(\text{inflexión})}$ (excluyendo la deformación de la zona de panel) representa en sí la rotación cedente de la conexión θ_Y . En pocas palabras, $\theta_{(\text{inflexión})} = \theta_Y$; así como consecuentemente, $\Delta_{(\text{inflexión})} = \Delta_Y$.

Por su parte, la segunda condición permitirá considerar la posibilidad de falla por rotura de la soldadura (Falla Frágil).

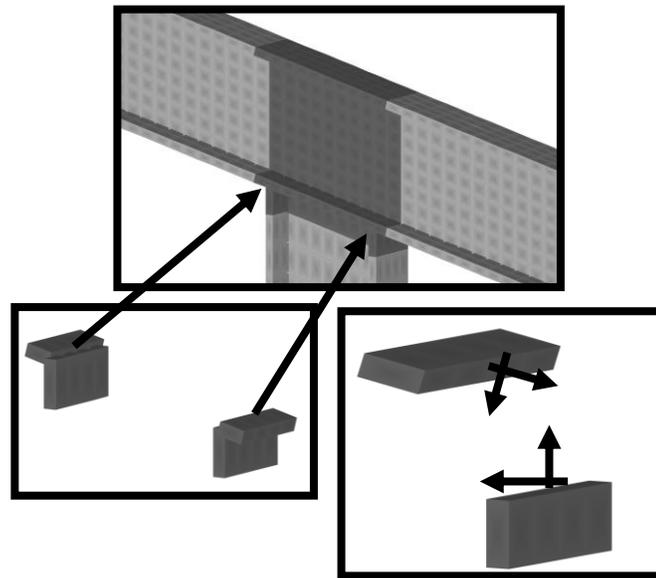


Figura 182. Fuerzas resultantes de los grupos de elementos finitos que representarán la demanda de resistencia de la soldadura.

- **Conexión de las correas:** en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), se indica que las correas son apoyadas sobre las vigas de carga; sin embargo, no se especifica como es esta conexión. A falta de información y apoyándose en las ampliaciones mostradas en la Figura 183, se asume que esta conexión se efectúa mediante *soldadura de filete, justo en los bordes del contacto entre el canto de la correa y el área del ala superior de la viga de carga*; dejando sin soldadura los bordes del cruce entre estas (contacto entre la cara inferior de la correa y los bordes opuestos del ala superior de la viga de carga). En el presente trabajo se convino por simplicidad idealizar estas conexiones como *conexión flexible, simple o a corte*. En los modelos matemáticos se asumen como *articuladas*.

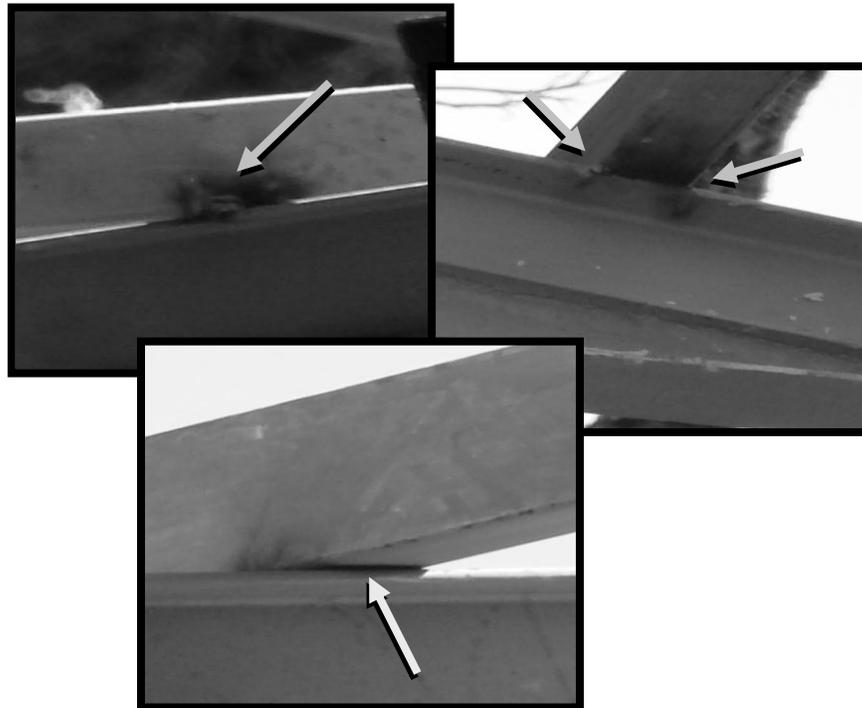


Figura 183. Ampliaciones de las Fotografías 54, 55 y 56, en orden descendente, del Anexo B.

- **Conexión de las columnas en su base:** por las razones ya expuestas anteriormente dentro del presente trabajo, se asumen como conexiones con rigidez infinita (TR) empotradas a tierra.

III.4.12 Hipótesis de Combinación de Acciones (ver Sección II.20).

Atendiendo a lo expuesto al final de la Sección II.20 y a que el objetivo principal de estudio del presente trabajo es la vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R, se tiene que:

- No se consideran las acciones debidas al viento ($W=0$). Al No considerar las acciones debidas al viento, la Combinación 18.5 (0.9CP) de la Sección II.20 queda descartada.
- Al tratarse las Escuelas Tipo R de edificaciones de un solo nivel con techos inaccesibles salvo fines de mantenimiento, no se consideran cargas variables ($CV=0$).
- Dado que las Escuelas Tipo R cuentan con techos inaccesibles salvo fines de mantenimiento con pendientes aproximada de 25% (mayor a 15%); entonces la carga variable de techo (CV_t) se asume como: 50 kgf/m^2 si peso propio mayor o igual a 50 kgf/m^2 , ó 40 kgf/m^2 en el caso contrario. Dado que las cubiertas de techo con láminas de asbesto-cemento de las Escuelas Tipo R Tradicional tienen un peso por unidad de área aproximado de 15 kgf/m^2 (Ver Anexo F), les corresponde a estas una $CV_t= 40 \text{ kgf/m}^2$. Por su parte, las cubiertas de techo con láminas de fibro-cemento tipo "Plycem" de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, tienen un peso por unidad de área aproximado de 72 kgf/m^2 (Ver Anexo F), por lo que les corresponde a estas una $CV_t= 50 \text{ kgf/m}^2$. Así mismo, las cubiertas de techo con malla expandible tipo "Riplex" de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, las cuales presentan

un peso por unidad de área aproximado de 122 kgf/m^2 (Ver Anexo F), les corresponde una $CV_t = 50 \text{ kgf/m}^2$.

- Dado que en el presente estudio se enfocará principalmente en el análisis de los elementos y componentes del sistema estructural, cuya capacidad de resistencia, deformación y rigidez lateral, contribuyan significativamente con la capacidad de resistencia a fuerzas laterales (sismos); por lo que particularmente se resta importancia a respuesta de los miembros y componentes que conforman los aleros y cubierta de techo (correas). A pesar de esto, y lo expuesto en la Sección II.19.3.1, en los AENL efectuados en el presente trabajo se considerarán los efectos de las componentes verticales de los sismos a fin de poder valerse de los resultados de ductilidad obtenidos de las estructuras analizadas, para posteriormente ser aplicados adecuadamente a análisis dinámicos lineales según los requerimientos de la norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756:2001. Como se expuso en la Sección III.4.4, previo a cada AENL “Pushover”, se considerarán casos previos estático no lineal de cargas gravitatorias, considerándose en cada uno de ellos los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$.
- Atendiendo a lo expuesto en la Sección II.20, suponiendo la no existencia de empalmes en las columnas y dado que las conexiones en las Escuelas Tipo R según el *“Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R”* elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), difícilmente satisfacen un Nivel de Diseño ND3 (como ya se ha venido exponiendo en el presente trabajo); se obviarán las hipótesis de sollicitaciones como requisito sismorresistente adicional, $1.2CP \pm \Omega_o S_H$ y $0.9CP \pm \Omega_o S_H$ (Combinación 18.9 y Combinación 18.10, respectivamente).

Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440.

Atendiendo a lo expuesto en la Sección II.19.3.2, deben considerarse fundamentalmente Espectros de Demanda Sísmica Elástica ($R=1$) para aplicar el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* de FEMA 440, (ATC, 2005). A fin de ajustarse a los requerimientos de diseño sismorresistente de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, se considerarán Espectros de Demanda Sísmica Elástica con amortiguamientos efectivos del 5% y las mismas combinaciones de las hipótesis de solicitaciones indicadas en la Sección II.20, pero descartándose aquellas que no consideren las acciones sísmicas. Las combinaciones seleccionadas considerarán Zonas Sísmicas que van de la Zona 3 a la 7 (ver Sección III.4.13).

De acuerdo a lo anterior, para los AENL por el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* de FEMA 440, (ATC, 2005), independientemente de la dirección particular evaluada, se considerará únicamente la combinación:

$$(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$$

$$(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$$

Los términos $0.2\alpha\phi\beta A_0$ corresponden a la componente vertical (S_V) del sismo considerado, en particular:

A fin de poder efectuar el AENL aquí referido, de manera que pueda ajustarse a las hipótesis de solicitaciones representadas en las combinaciones anteriores (derivada de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998), se aplicarán las siguientes consideraciones:

- Atendiendo lo expuesto en la Sección II.19.3.1, en los AENL aquí referidos, las acciones permanentes (CP) y los posibles efectos torsionales serán aplicadas de forma previa, por lo que deberá

crearse un caso de AENL (aplicando la carga gravitatoria total) previo a cada uno de los AENL “*Pushover*”, asignando específicamente como las acciones permanentes (CP) un *factor de escalamiento* ($1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0$ y $0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0$), respectivamente para cada caso), de acuerdo a las dos combinaciones consideradas anteriormente (incluyéndose la componente vertical del sismo, S_v). Además, valiéndose de los modelos sin mampostería, esto permitirá tomar en cuenta los efectos P- δ y P- Δ . Luego de efectuarse los AENL “*Pushover*” y obtenidas las Curvas de Capacidad, se tomarán en cuenta las Demandas Sísmicas consideradas para las estructuras. El término S_H estará representado por las componentes en cada dirección analizada (S_x y S_y), mediante los Espectros de Demanda Sísmica Elástica considerados en este procedimiento.

- Adicionalmente, se efectuarán AENL análogos a los de las condiciones iniciales a los “*Pushover*”, pero considerando sólo las combinaciones que representan exclusivamente las acciones gravitatorias; sin embargo, no serán empleados estos AENL para efectuar ningún “*Pushover*”, y por lo tanto, no devengarán en ninguna curva de capacidad.

Dado que para aplicar el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* de FEMA 440, (ATC, 2005), y el *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel* de COVENIN-MINDUR 1756:2001, se emplearán Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica y Reducida, se conviene en este estudio asumir por simplicidad ($\phi=0.85$ y $\beta=2.7$), como Factor de Corrección y de Magnificación Promedio común (respectivamente) entre las Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica y Reducida, empleadas en todos los análisis del presente trabajo.

El valor del Factor de Corrección ($\phi=0.85$) representa el máximo tipificado en COVENIN-MINDUR 1756:2001, para Zonas Sísmicas 3 y 4 ($\phi_{\text{máx}}=0.85$), y puede considerarse como un valor intermedio a los tipificados para las Zonas Sísmicas 5 a 7 ($\phi_{\text{máx}}=1$ y $\phi_{\text{mín}}=0.7$, $\phi_{\text{prom}}=0.85$).

Por su parte, el valor del Factor de Magnificación Promedio con un amortiguamiento referido al crítico del $\xi=5\%$ ($\beta_{5\%}=2.7$) representa el valor promedio de los tipificados en la Tabla 28. Valiéndose de la Ecuación 17.19, se verifica que de adoptar ($\beta_{5\%}=2.7$), los Factores de Magnificación Promedio ($\beta=2.4, 2.6, 2.8, 3$) indicados en la Tabla 28 quedarían definidos para amortiguamientos efectivos ($\xi=3\%, 4\%, 6\%, 7\%$); es decir, ($\beta_{3\%}=2.7$, $\beta_{4\%}=2.7$, $\beta_{6\%}=2.7$, $\beta_{8\%}=2.7$). Una variación del 2% entre los amortiguamientos efectivos máximos y mínimos ($\xi=3\%$ y 7%), parece ser aceptable considerar el Factor de Magnificación Promedio ($\beta_{5\%}=2.7$) para poder representar las Envoltentes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica y Reducida, empleadas en todos los análisis del presente trabajo.

El período T^+ (período característico de variación de respuesta dúctil) es requerido para la condición de descarte del punto de desempeño obtenido del Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440, considerando el Factor de Reducción (R) Equivalente, obtenido mediante la Ecuación 17.23. De extender la convención anterior a la selección del período T^* (máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante mostrado en la Tabla 28), a objeto de determinar el período $T_o = T^*/4$ (período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante) que se requiere para la condición ($T^+ \geq T_o$), se obtendría un valor promedio ($T^*=0.85$). Dado que en el presente Trabajo de Investigación, se determinarán las Envoltentes de los Espectros de Demanda Sísmica, con la intención de extender el alcance de los resultados obtenidos a todo el territorio nacional, de adoptar la simplificación anterior se pudiera estar

dejando de lado arbitrariamente las posibles soluciones para las Formas Espectrales S1 y S2. En definitiva se conviene en este estudio emplear por simplicidad, para no omitir posibles soluciones, el menor valor de ($T^*=0.4$), correspondiente a la Forma Espectral S1, en la determinación de T^+ a fin de verificar si se satisface la condición ($T_{sec} < T^+$) para descartar en consecuencia el punto de desempeño obtenido de FEMA 440.

Se distinguirán dos tipos de AENL. Uno en donde sólo se consideren las combinaciones de cargas exclusivamente gravitatorias (CP y CV_t) sin ser aplicadas estas de forma monótonamente creciente. Y otro AENL aplicando las combinaciones de cargas gravitatorias y de la componente sísmica vertical (CP y S_v) como condición inicial de los AENL "Pushover" (incluyendo los efectos P- δ y P- Δ solo en los modelos sin mampostería) donde se aplicará al menos dos distribuciones laterales de cargas monótonamente crecientes, según sea el caso.

De esta manera, las condiciones iniciales de los AENL a ser consideradas en cada caso son:

1.4CP	(AENL con sólo Cargas Gravitatorias)
1.2CP+0.5 CV_t	(AENL con sólo Cargas Gravitatorias)
1.2CP+1.6 CV_t	(AENL con sólo Cargas Gravitatorias)

(0.9-0.2 $\alpha\phi\beta A_0$)CP:

(0.6613)CP	(Z.S.* 7, $A_0=0.40$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(0.6912)CP	(Z.S.* 6, $A_0=0.35$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(0.7210)CP	(Z.S.* 5, $A_0=0.30$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(0.7508)CP	(Z.S.* 4, $A_0=0.25$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(0.7807)CP	(Z.S.* 3, $A_0=0.20$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")

(1.2+0.2 $\alpha\phi\beta A_0$)CP:

(1.4387)CP	(Z.S.* 7, $A_0=0.40$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(1.4088)CP	(Z.S.* 6, $A_0=0.35$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(1.3790)CP	(Z.S.* 5, $A_0=0.30$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(1.3492)CP	(Z.S.* 4, $A_0=0.25$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")
(1.3193)CP	(Z.S.* 3, $A_0=0.20$, $\alpha=1.3$, $\phi=0.85$, $\beta=2.7$, "Pushover")

* Z.S.: Zona Sísmica.

Lógicamente, cada término S_H en las combinaciones anteriores, depende igualmente de la Amenaza Sísmica (Zona Sísmica) involucrada.

Para considerar la alternabilidad de dirección (\pm) de las componentes horizontales de la demanda sísmicas S_H , se efectuará un AENL considerando un patrón de cargas laterales dado, en una de las direcciones, y luego se efectuará el mismo AENL considerando el mismo patrón de cargas pero orientado en la dirección opuesta. Sin embargo, esta consideración sólo es representativa considerarla en el caso de los modelos de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas o no, cuando se incluye la mampostería, dada la presencia asimétrica de aberturas en dichas mampostería; específicamente en la dirección larga (Dir. $\pm X$). Para estos casos, la mampostería en la dirección corta es perfectamente simétrica, por lo que no es necesario considerar el sismo actuando en ambas direcciones (la Curva de Capacidad Resultaría similar para ambos sentidos, Dir. $\pm Y$). Del mismo modo, en los modelos sin mampostería, no será necesario representar el sismo en ambos sentidos para cada dirección, por ser estos modelos perfectamente simétricos en ambas direcciones.

Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel (COVENIN-MINDUR 1756:2001) de las Escuelas Tipo R sin mampostería.

En aquellos casos de las Escuelas Tipo R *sin mampostería* donde, de aplicar AENL por el *Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* de FEMA 440, se obtenga una solución al valor representativo de amortiguamiento efectivo (β_e) y al Factor de Modificación (M), referidos a un Espectro de Demanda Sísmica Elástica específico; se efectuarán adicionalmente Análisis Dinámicos Lineales (ADL), de acuerdo al proceso de *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel*, presentado en la Sección II.19.2. En estos análisis no se tendrá que verificar la condición $V_o \geq \bar{V}_o$ Sección II.19.2, por cuanto esta condición se aplica para valores de diseño y no para la evaluación estructural.

Los ADL se efectuarán de la siguiente manera:

Comparación de resultados AENL (FEMA 440) vs. ADL (COVENIN-MINDUR 1756:2001), y efectos combinados de respuesta sísmica, asumiendo las acciones combinadas según COVENIN-MINDUR 1618:1998.

Esto con el objeto de tener una mayor certeza de que las Escuelas Tipo R, que resultasen como aptas para soportar una demanda sísmica en particular según el Procedimiento C de FEMA 440, para cada par de factores de amortiguamiento efectivo (β_e) y Factor de Modificación (M) obtenidos se determinarán, aplicando la Ecuación 17.21, los Factores de Reducción R equivalentes a aquellos definidos en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, pero considerando en cada caso el mismo Espectro de Demanda Sísmica Elástica (de igual amenaza sísmica) empleado en el AENL; y se efectuarán seguidamente los ADL de acuerdo a lo expuesto en la Sección II.19.2. Claro está que si para alguna Zona Sísmica considerada, en alguna

de las direcciones principales de la edificación analizada, no se llegaron a obtener el par de Factor de Amortiguamiento Efectivo (β_e) y Factor de Modificación (M) correspondiente; debe asumirse que dicha edificación no es capaz de soportar dicha amenaza sísmica, aún cuando en la otra dirección si sea capaz de soportar la misma amenaza (la estructura analizada es incapaz de desarrollar la demanda de desplazamiento requerida).

En consecuencia, se podrá considerar adicionalmente los efectos combinados de las respuestas en dos direcciones ortogonales principales, y comparar los resultados obtenidos de los AENL con los obtenidos de un Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, según la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, y validar los resultados según esta última.

Se omitirá el ADL de las combinaciones que representan exclusivamente las acciones gravitatorias ($1.4CP$, $1.2CP+0.5CV_t$, $1.2CP+1.6CV_t$), por entenderse que los AENL efectuados previamente para dichas combinaciones, son más representativas de la respuesta real de la edificación, ya que pueden tomar en cuenta los efectos P- δ y P- Δ directamente en los análisis; en vez del método aproximado de la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998. No obstante, se validarán los resultados obtenidos de los AENL previos en cuestión, con los criterios y requisitos la norma COVENIN-MINDUR 1618:1998.

En cuanto a las combinaciones que consideran las acciones sísmicas $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$ y $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$, se considerará sólo la máxima Amenaza Sísmica para la cual las estructuras, con y sin mampostería, son capaces de desempeñarse adecuadamente; de acuerdo a los resultados previos, obtenidos de los AENL. Además, como ya se señaló, los resultados de los AENL pueden tomar en cuenta los efectos P- δ y P- Δ en sus resultados, y consecuentemente estos afectarán directamente las Curvas de Capacidad "Pushover"; de aquí que los Factores de Reducción (R) Equivalentes derivados de los AENL ya reflejarán dichos efectos P- δ y P- Δ .

Por otro lado, en analogía a los AENL, en los términos representados por $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$ y $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$, se asumirá por simplicidad ($\phi=0.85$ y $\beta=2.7$), como Factor de Corrección y de Magnificación Promedio común (respectivamente) entre las Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica y Reducida, empleadas en todos los análisis del presente trabajo.

En definitiva, las posibles combinaciones a ser consideradas para los *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel*; según la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, serán sólo el par de combinaciones, $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$ y $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$, que consideren la misma Amenaza Sísmica máxima para la cual puede desempeñarse la edificación considerada, según los resultados de los AENL (dependiendo del caso de Amenaza Sísmica derivada de (β_e) y (M) , tal y como se expresó anteriormente):

$(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$:

- $(0.6613)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 7
- $(0.6912)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 6
- $(0.7210)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 5
- $(0.7508)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 4
- $(0.7807)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 3

$(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \pm S_H$:

- $(1.4387)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 7
- $(1.4088)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 6
- $(1.3790)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 5
- $(1.3492)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 4
- $(1.3193)CP \pm S_H$ ADL sólo si la máx. Amenaza: Zona Sísmica 3

Se descartarán aquellas combinaciones que consideren Amenazas Sísmicas menores a la máxima. Lógicamente, cada término S_H en las combinaciones anteriores, depende igualmente de la Amenaza Sísmica (Zona Sísmica) involucrada.

Para considerar los efectos combinados de las acciones sísmicas horizontales, S_H , se convino emplear en el programa de análisis estructural SAP2000 la combinación modal CQC para representar las acciones sísmicas dinámicas derivadas de la Envolvente de Espectros previamente definida, en cada dirección principal de la estructura. Luego añadir al valor absoluto de las respuestas más desfavorables de cada una de estas acciones sísmicas, el valor absoluto de las solicitaciones que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los momentos torsores adicionales o accidentales, según cada dirección respectivamente. De esta forma se obtienen las solicitaciones sísmicas completas en cada dirección. Y finalmente se aplica una combinación direccional de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) a cada una de estas componentes, tal y como se indica seguidamente:

$$S_H = \sqrt{(R^*_X)^2 + (R^*_Y)^2}$$

donde:

$R^*_X = |R_X| + |R_{tX}|$ Solicitaciones sísmicas completas en dirección X.

$R^*_Y = |R_Y| + |R_{tY}|$ Solicitaciones sísmicas completas en dirección Y.

R_X : Respuesta dinámica más desfavorable, derivada de la Envolvente de Espectros Reducidos (luego de los AENL), considerada para la acción de la componente sísmica alternada en la dirección X ($\pm S_X$), y obtenida combinando los valores modales según el criterio de *Combinación Cuadrática Completa* (CQC).

R_Y : Respuesta dinámica más desfavorable, derivada de la Envolvente de Espectros Reducidos (luego de los AENL), considerada para la acción de la componente sísmica alternada en la dirección Y ($\pm S_Y$), y obtenida combinando los valores modales según el criterio de *Combinación Cuadrática Completa* (CQC).

R_{tX} : Solicitación genérica más desfavorable de aplicar estáticamente, y de forma alternada ($M_{tX}=\pm V_{kx}(0.06B_{ky})$), sobre la edificación el momento torsor adicional o accidental, que considera la fuerza cortante de la edificación, en la dirección X debida a la componente sísmica en X ($\pm S_X$), respectivamente.

R_{tY} : Solicitación genérica más desfavorable de aplicar estáticamente, y de forma alternada ($M_{tY}=\pm V_{ky}(0.06B_{kx})$), sobre la edificación el momento torsor adicional o accidental, que considera la fuerza cortante de la edificación, en la dirección Y debida a la componente sísmica en Y ($\pm S_Y$), respectivamente.

III.4.13 Zonas Sísmicas.

Dado que se pretende que el presente trabajo sirva de base o apoyo a futuras investigaciones y proyectos de adecuación sismorresistente en edificaciones escolares, específicamente en lo que se refiere a las Escuelas Tipo R Tradicional; se convino en el presente trabajo considerar para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de dichas edificaciones, la mayor cantidad de zonas sísmicas que permitan extender el rango de aplicación, a nivel nacional, de los resultados de los análisis aquí obtenidos. Considerando que no se tomarán en cuenta las acciones debidas al viento según lo expuesto al final de la Sección II.20; se conviene contemplar para el estudio del presente trabajo las *Zonas Sísmicas 3, 4, 5, 6, y 7*. (Ver Anexo E)

III.4.14 Clasificación de las Estructuras según el sistema estructural.

En los modelos matemáticos de las Escuelas Tipo R con mampostería, no se consideran las bielas equivalentes excéntricas como arriostramientos diagonales de pórticos para la clasificación de las estructuras (Tipo II ó III - EBF); principalmente por el hecho de que los criterios normativos nacionales no contemplan arriostramientos diagonales que trabajen exclusivamente a compresión.

Atendiendo especialmente a lo expuesto en la Sección II.7, Sección II.15 y en la anterior Sección III.4.11, las conexiones de los pórticos en la dirección larga (vigas de amarre) de los sistemas estructurales de las Escuelas Tipo R simplificados en el presente trabajo, apenas si pueden considerarse que son del tipo “Pórtico a Momento Ordinario” (OMF); ya que pueden considerarse con escasa capacidad de absorción y disipación de energía, salvo las conexiones de las columnas en su base asumidas como empotradas a tierra (conexiones TR). Por su parte, las conexiones de los pórticos en la dirección corta (consideradas como TP ó PR) pueden presentar una mayor capacidad de absorción y disipación de energía que las anteriores, por lo que en la dirección corta pueden considerarse que las estructuras son del tipo “Pórtico a Momento Ordinario” (OMF). A fin de unificar criterios y simplificar los análisis, se convino lo siguiente:

Tipo I – OMF: para las Escuelas Tipo R Tradicional sin y con mampostería, en la dirección larga y corta:

Tipo I – OMF: para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada sin y con mampostería, en la dirección larga y corta:

III.4.15 Clasificación de las Estructuras según el Tipo de Conexiones.

Considerando lo expuesto anteriormente en la Sección II.14.4, con el fin de unificar criterios y simplificar los análisis, considerando básicamente las conexiones entre los miembros vigas-columnas más no las conexiones en la base de las columnas; se convino lo siguiente:

Escuelas Tipo R Tradicional:

- En la dirección corta: *TR* ó *PR*.

Dependiendo de los resultados obtenidos del análisis convenido en la Sección III.4.11 *para la conexión de las columnas a las vigas de carga; considerando sólo un pórtico en la dirección corta, modelado mediante elementos finitos suficientemente discretizados, y sometido a una distribución de cargas monótonamente crecientes y proporcionales al modo fundamental en la dirección en cuestión.*

- En la dirección larga: *Flexibles*.

Considerando lo expuesto en la Sección III.4.14.

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada:

- En la dirección corta: *TR*.

Se extenderán los resultados de las Escuelas Tipo R Tradicional tanto a la *conexión de las columnas a las vigas de carga*

como a las cartelas y tensores de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, a fin de simplificar el número de análisis a efectuar; considerando del mismo modo lo expuesto en la Sección III.4.11. Sin embargo como es evidente, la presencia de cartelas en las conexiones de estos pórticos inducen un número suficiente de restricciones que permiten considerar, en conjunto las 3 conexiones involucradas a cada cartela, como si estas actuaran a modo de una sola conexión tipo TR en la dirección de estos pórticos.

- En la dirección larga: *Flexibles*.

Análogo a Escuelas Tipo R Tradicional.

III.4.16 Clasificación de las Estructuras según el Uso. Factor de Importancia.

Por tratarse de *edificaciones educacionales*, las Escuelas Tipo R se clasifican como estructuras del *Grupo A*, por lo que les corresponde un factor de Importancia de 1.3 ($\alpha=1.3$).

III.4.17 Clasificación de las Estructuras según la Regularidad de la Estructura.

Dado que las Escuelas Tipo R son estructuras de un solo nivel, y como puede evidenciarse que la geometría de la estructura de goza de gran simetría, al igual que la geometría y disposición de sus miembros y conexiones; pueden considerarse estas como *estructuras regulares*. En particular se tiene lo siguiente:

Irregularidades verticales:

Consecuentemente, por ser una estructura de un solo nivel, no se considera la posibilidad de entrepiso blando, entrepiso débil, distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos, aumento de masas con la elevación, variación de la geometría del sistema estructural, discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales. No presenta falta de conexión entre miembros verticales. No presenta esbeltez excesiva. Se verifica que el cociente entre la altura de la edificación (376cm) y la menor dimensión de la planta (590cm) es menor que 4. El *efecto columna corta* se refiere a la reducción de la longitud libre de columnas de concreto, por efectos de restricciones laterales no contempladas en el diseño, por lo que el *refuerzo de acero (principalmente el transversal) puede resultar insuficiente*; y en consecuencia, esta verificación no es aplicable a columnas de acero.

Irregularidades en Planta:

Considerando lo expuesto en la Sección II.14.5, se verificó que en los modelos sin mampostería no estructural:

- Tanto en las Escuelas Tipo R Tradicional como en las Reforzadas, el centro de masa (ver Sección III.4.23), de cortante y de torsión

coinciden todos con el centro geométrico de la planta. ($X_{CM}=X_{CC}=X_{CT}$, $Y_{CM}=Y_{CC}=Y_{CT}$).

- Tanto en las Escuelas Tipo R Tradicional como en las Reforzadas, las dimensiones asumidas de la planta son: $B_X=1830\text{cm}$ y $B_Y=590\text{cm}$; con lo que resulta un radio de giro inercial $r=555\text{cm}$.
- Tanto en las Escuelas Tipo R Tradicional como en las Reforzadas, $e_{t(X)}=e_{t(Y)}=0<0.2r=111\text{cm}$; por lo que no presenta irregularidad por gran excentricidad.
- En las Escuelas Tipo R Tradicional, la rigidez lateral obtenida por la Ecuación 12.19 y la Ecuación 12.110 (Wilburg); es de $K_X=158\text{Kgf/cm}$ y $K_Y=2221\text{Kgf/cm}$, respectivamente, y los consecuentes radios torsionales $r_{t(X)}=2305\text{cm}$ y $r_{t(Y)}=615\text{cm}$; mientras que las obtenidas considerando la Ecuación 12.19 y la Ecuación 12.110 es de $K_X=40\text{Kgf/cm}$ y $K_Y=2011\text{Kgf/cm}$, respectivamente, y los consecuentes radios torsionales $r_{t(X)}=2305\text{cm}$ y $r_{t(Y)}=615\text{cm}$. Se verifica de esta manera que en ambos casos, en las dos direcciones principales, se satisface que $(r_t/r)>0.5$. Además, se satisface también en las Escuelas Tipo R Tradicional que $e_t(X)=e_t(Y)=0<0.3r=166.5\text{cm}$.
- Al satisfacer las Escuelas Tipo R Tradicional las condiciones anteriores, se establece que estas no presentan irregularidad en planta por gran excentricidad ni riesgo torsional elevado; y evidentemente en consecuencia, tampoco las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas.
- En el caso de las estructuras modeladas con la mampostería no estructural representada por bielas equivalentes, atendiendo a lo expuesto en la Sección III.4.6 y la Sección III.4.14, se requiere que estas sólo manifiesten resistencia a la compresión; encontrándose que esto sólo puede garantizarse asignándole a las bielas equivalente un límite de tensión (tracción) igual a cero, mediante la opción de "*Tension Limit*" del programa de análisis estructural SAP2000 (ver

Sección III.4.25). Sin embargo, esta opción sólo es aplicable en los AENL efectuados en el presente Trabajo; por lo que el análisis Modal efectuado sobre los modelos con bielas equivalentes considera que estas resisten tanto a compresión como a tracción, y en consecuencia, los resultados de dicho análisis modal no serán adecuados al comportamiento esperado de las bielas equivalentes. En razón a esto, los *resultados del análisis modal (ADL) efectuado sobre los modelos con bielas equivalentes serán asumidos como conservadores.*

- Todos los modelos de Escuelas Tipo R pueden considerarse como sistemas ortogonales.
- Tomando en cuenta lo expuesto en la Sección III.4.7, y al satisfacerse que la relación largo/ancho es menor que 4.5 ($B_x/B_y=3.1$), sin considerarse aberturas ni entrantes; se establece que ninguno de los modelos de Escuelas Tipo R presentan diafragma flexible.

III.4.18 Columna Fuerte - Viga Débil.

De lo expuesto hasta ahora se tiene que en los modelos matemáticos a analizar se asume que, para la dirección larga de las estructuras, las vigas se conectan a las columnas mediante conexiones flexibles, y para la dirección corta, las conexiones son columnas a vigas, y no vigas a columnas.

Dado que la filosofía de Columna Fuerte-Viga Débil considera que en la respuesta inelástica predomine la cedencia en las vigas antes que en las columnas como mecanismo de disipación de energía; se desprende de aquí que evidentemente el requisito de Columna Fuerte-Viga Débil no puede ser aplicado en las conexiones de los modelos a analizar.

III.4.19 Factor de Reducción (R) Equivalente de la Respuesta Sísmica, Ductilidad y Nivel de Diseño.

Como ya se señaló en la Sección III.4.12, el Factor de Reducción (R) Equivalente de las Envolvente de Espectros Elásticos, de cada uno de los modelos estructurales de las Escuelas Tipo R, con y sin mampostería, y dependiendo de la dirección considerada, serán determinados en función a los Factores de Modificación (M) y de amortiguamiento efectivo (β_e) obtenidos de los AENL por el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440, aplicando la Ecuación 17.23 de la Sección II.19.3.3.

$$R = \frac{4}{M[5.6 - \text{LN}(\beta_e)]} \quad \text{para } (T^+ \leq T \leq 0.4) \text{ y } \beta_e \text{ expresado en } \%.$$

Si ($T_{sec} < T^+$); entonces, descartar punto de desempeño de FEMA 440.

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1(R-1) \geq 0.1$
$R \geq 5$	0.4

donde ($T_0=0.1$) para ($T^*=0.4$).

De esta manera, cada par de valores del factor de Modificación (M) y de amortiguamiento efectivo (β_e) estará relacionado con un Factor de Reducción (R) Equivalente a aquellos definidos en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, considerando en ambos casos (COVENIN-MINDUR 1756:2001 y FEMA 440) un mismo Espectro de Demanda Sísmica Elástica.

La definición de ductilidad de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001

(ver Sección III.4.20), es de la forma $\mu = \frac{\Delta}{\Delta_e}$. Mientras que en el AENL por

el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440, la ductilidad está definida por $\mu = \frac{S_{dD(i)}}{S_{dY(i)}}$ (Ecuación

17.13.1). Como puede verificarse, la definición de ambas Ecuaciones es similar; por lo tanto, los valores de ductilidad obtenidos de los AENL ya mencionados serán representativos de cada uno de los modelos estructurales de las Escuelas Tipo R, con y sin mampostería, y dependiendo de la dirección y demanda sísmica considerada.

Hay que recordar que en el presente trabajo no se está evaluando una estructura existente en particular. Se pretende evaluar la vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, orientándose para ello con las especificaciones contenidas en el *“Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R”* elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a). En tal sentido, puede afirmarse que se cuenta con suficiente información acerca de qué miembros y elementos estructurales componen las estructuras a evaluar; además que dada la naturaleza y propósito del Manual de FEDE (*op. cit.*), puede considerarse una alta probabilidad de que existan estructuras similares a estas. Sin embargo, es evidente que no puede hablarse de las condiciones o estado real que presenta ninguna estructura en particular. Debido a esto debe considerarse además el posible incumplimiento de las especificaciones contenidas en el Manual de FEDE (*op. cit.*) y el deterioro real que pudiera presentar.

En el caso de aplicarse los análisis según las normas COVENIN-MINDUR 1618:1998 y COVENIN-MINDUR 1756:2001, al clasificarse la estructuras de las Escuelas Tipo R como Regulares dentro del Grupo A, les corresponde a estas un Nivel de Diseño ND3 para las Zonas Sísmicas 3 a la 7 según la Tabla 25, y al clasificarse como Tipo I les corresponde un Factor de Reducción para diseño no menor a (R=5) según la Tabla 26. De acuerdo

a lo expuesto en la Sección II.17, en los modelos con mampostería, este valor de R debe ser reducido a un 75% ($R=3.75$).

No obstante, al clasificarse en el presente trabajo las Escuelas Tipo R como estructuras Regulares Tipo I de “Pórticos a Momento Ordinario” (OMF), según la Tabla 26 les corresponden un Nivel de Diseño ND1 y un Factor de Reducción ($R=2.5$); lo cual significa que se está incumpliendo *a priori* con el Nivel de Diseño ND3 exigido en la Tabla 25. De igual manera, de acuerdo a lo expuesto en la Sección II.17, en los modelos con mampostería, este valor de R debe ser reducido a un 75% ($R=1.875$).

Más Aún, al considerar lo expuesto en la Sección II.7, *no es aceptable para diseño sísmico*, que las Escuelas Tipo R presenten en la dirección larga, *vigas conectadas directamente al alma de las columnas mediante soldaduras (conexiones flexibles)*; por lo tanto, puede considerarse que en dicha dirección a lo sumo pudiera alcanzarse el mínimo Nivel de Diseño (ND1).

Además, a pesar de haber la posibilidad, según los resultados que se obtengan del *modelo matemático simple de elementos finitos suficientemente discretizados*, que los pórticos en la dirección corta presenten conexiones a momento columna-viga clasificadas como (PR); estas conexiones *per se* carecen de rigidizadores, con lo cual se incumple el requisito d)⁶¹ de la Tabla 27; además de incumplirse el ítem b) como se verá más adelante en los resultados de los análisis. Por lo tanto, como se expuso en la Sección II.17, para estos casos debe adoptarse por norma ($R=1$). De acuerdo a lo expuesto en la Sección II.17, en los modelos con mampostería, este valor de R debe ser reducido a un 75%; sin embargo, no tiene sentido asumir un valor de R menor que 1.

⁶¹ Por tratarse de conexiones columnas a vigas, los rigidizadores deberían ser incluidos a la viga, y no a la columna.

En resumen, los Factores de Reducción R mínimos, según el nivel de diseño:

Nivel de Diseño 3 (ND3): exigido por COVENIN-MINDUR 1756:2001

- R=5 (Sin considerar la mampostería)
- R=3.75 (Considerando la mampostería)

Nivel de Diseño 1 (ND1): esperado según la clasificación indicada.

- R=2.5 (Sin considerar la mampostería)
- R=1.875 (Considerando la mampostería)

Si no se satisface ningún nivel de Diseño:

- R=1 (Sin considerar la mampostería)
- R=1 (Considerando la mampostería)

A fin de estimar qué Nivel de Diseño cumplen las estructuras analizadas, se establecerán dos parámetros de comparación:

Comparación de la rotación inelástica adoptadas para las conexiones⁶², con las rotaciones inelásticas indicadas en la Sección II.14.3 según el Nivel de Diseño.

Comparación del Factor de Reducción (R) Equivalente obtenido mediante el uso de la Ecuación 17.23, con el requerido según el resumen anterior de valores de R por nivel de diseño y lo dispuesto en la Tabla 26 para edificaciones Tipo I.

⁶² A falta de datos experimentales de las conexiones a evaluar, se conviene adoptar los valores apropiados de la Tabla 30 a la Tabla 34, de la Sección II.19.3.1.

III.4.20 Deriva y Coeficiente de Estabilidad.

Por tratarse las Escuelas Tipo R de edificaciones de un solo nivel ($i=1$), el término " Δ_{ei} " de la Ecuación 18.2 y los términos " Δ_i " y " Δ_{i-1} " de la Ecuación 18.3 pueden expresarse como ($\Delta_{ei}=\Delta_e$), ($\Delta_i=\Delta$) y ($\Delta_{i-1}=0$) respectivamente; donde " Δ_e " y " Δ " representan el desplazamiento lateral "elástico" y el desplazamiento lateral total respectivamente, medidos sobre el punto medio sobre la cumbrera ("*nodo de control*" descrito en la Sección II.19.3). Así mismo, los términos " δ_i ", " h_i " y " h_{i-1} " en la Ecuación 18.8 pueden expresarse como ($\delta_i=\delta=\Delta$), ($h_i=h$) y ($h_{i-1}=0$) respectivamente; donde " h " representa la altura a la cumbrera (ver Sección III.3.11).

Considerando que las Escuelas Tipo R pertenecen a las estructuras del Grupo A, y que la mampostería, como único elemento no estructural incluido en los análisis, son susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura; se tiene que según la Tabla 39, para todas las derivas relativas (δ/h) indicadas anteriormente deberá verificarse que no excedan el límite máximo de 12‰, o lo que es lo mismo:

$$\frac{\delta}{h} \leq 0.012$$

AENL por el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440. (Sección II.19.3)

De los AENL por el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440 (Sección II.19.3.2), se obtendrán directamente del programa de análisis estructural SAP2000 la demanda de desplazamiento lateral máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$), exigido por una amenaza sísmica particular, que la estructura analizada puede desarrollar. La

demanda de desplazamiento lateral máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) es el desplazamiento correspondiente al desplazamiento espectral (S_{dB}) del punto de desempeño obtenido del AENL en cuesti3n. La deriva relativa obtenida para dicho desplazamiento máximo ($\delta/h=\Delta_{m\acute{a}x}/h$), será verificada para el límite correspondiente según la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001.

$$\frac{\delta}{h} = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h} \leq 0.012$$

donde:

$\Delta_{m\acute{a}x}$: es la demanda de desplazamiento lateral máximo obtenido directamente del AENL de la Secci3n II.19.3 efectuado con el programa SAP2000, correspondiente a una amenaza sísmica particular. (cm)

h : altura de la cumbrera. ($h=376\text{cm}$)

δ/h : deriva relativa. (adimensional)

Atendiendo a lo señalado en la Secci3n II.21, y como se ha venido señalando en este trabajo, en los AENL los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$ (modelos sin mampostería) podrán ser considerados directamente en los análisis efectuados usando el programa de análisis estructural SAP2000, (ver Figura 70); por lo que en dichos análisis no se tomará en cuenta la modificaci3n de las derivas por la Ecuaci3n 18.6. Sin embargo, si se tomará en cuenta solo la verificaci3n de redimensionamiento según el coeficiente de estabilidad θ de la Secci3n II.21, como sigue:

Si $\theta > \theta_{m\acute{a}x}$, entonces “Redimensionar”.

donde:

$$\Delta_e = \Delta_{m\acute{a}x} / \mu \quad (\text{derivado de la definici3n } \mu, \text{ Ecuaci3n 17.13.1})$$

$$\theta = \left(\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\mu h} \right) \frac{W}{V}$$

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.625}{R} \leq 0.25$$

- μ : ductilidad obtenida para una demanda sísmica y dirección particular del AENL.
- R: Factor de Reducción equivalente, obtenido de la Ecuación 17.21, para el valor respectivo de amortiguamiento efectivo “ β_e ” según la demanda sísmica y dirección particular del AENL.
- h: altura al centro de masa de la cubierta de techo.
- W: peso de la edificación.
- V: cortante de la edificación.

Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel. (Sección II.19.2).

En el caso de este tipo de ADL, es necesario hacer algunas consideraciones previas, a referentes a las expresiones y criterios que la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 establece para determinar el desplazamiento lateral total de una edificación; para lo cual se apoyará principalmente en lo expuesto en FEMA 302 (BSSC, 1997a) y FEMA 303 (BSSC, 1997b).

Primeramente, como se expuso en la Sección II.17, en los *sistemas elasto-plásticos* la *ductilidad es igual al cociente del desplazamiento total entre el desplazamiento cedente*; es decir:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_e}$$

Y está en el orden de 0.8 veces el factor de reducción:

$$\mu = (0.8)R \quad \rightarrow \quad R = (1.25)\mu$$

Examinando la Ecuación 18.2 y la Ecuación 18.3, se tiene que:

$$\Delta = 0.8R\Delta_e \rightarrow R = \frac{\Delta}{0.8\Delta_e} = (1.25)\frac{\Delta}{\Delta_e} = (1.25)\mu$$

donde el desplazamiento lateral, Δ_e , supone que la estructura se comporta elásticamente (según COVENIN-MINDUR 1756:2001).

En FEMA 302 (*op. cit.*) y FEMA 303 (*op. cit.*) puede encontrarse un fundamento teórico tanto del Factor de Reducción (R), como del desplazamiento total (Δ) en función del desplazamiento elástico (Δ_e). Este fundamento se basa en el criterio de “Aproximación de igual desplazamiento”, y en donde se emplea en este caso el mismo Factor de (R) tanto para reducir las fuerzas de demanda elástica como para incrementar los desplazamientos.

“...Este conocido “principio” en realidad no es tal, sino que representa una observación deducida a partir valores promedios obtenidos de resultados de análisis dinámicos.”
(Crisafulli, Francisco J., s.f., p. 15)

Tomando en consideración los fundamentos antes señalados, y ajustándose a las expresiones de la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, se tiene que el Factor de Reducción R puede expresarse como el producto entre un Factor de Reducción por ductilidad R_d y un Factor de Sobrerresistencia Ω_0 (el mismo empleado en la Combinación 18.8 y la Combinación 18.9); es decir:

$$R = \Omega_0 R_d \rightarrow R_d = R / \Omega_0$$

El término R_d es la relación entre la demanda de resistencia (V_E) sobre la estructura, suponiendo que se comporta idealmente de forma elástica, y la capacidad de resistencia máxima (V_U) donde se considera que ha cedido por completo la estructura; es decir:

$$R_d = V_E / V_U \rightarrow R = \Omega_0 * (V_E / V_U)$$

La sobrerresistencia Ω_0 puede expresarse como la relación entre la capacidad de resistencia máxima (V_U), donde se considera que ha cedido por completo la estructura, y la capacidad de resistencia elástica o cedente (V_e), donde se considera que ha ocurrido la primera cedencia significativa de la estructura; es decir:

$$\Omega_0 = V_U / V_e.$$

La demanda de desplazamiento elástico (Δ_E), suponiendo que la estructura se comporta idealmente de forma elástica, puede siempre obtenerse como el producto entre el Factor de Reducción R y la capacidad de desplazamiento elástica o cedente (Δ_e), donde se considera que ha ocurrido la primera cedencia significativa de la estructura; es decir:

$$\Delta_E = R \Delta_e \rightarrow \Delta_E / \Omega_0 = (R / \Omega_0) \Delta_e = R_d \Delta_e$$

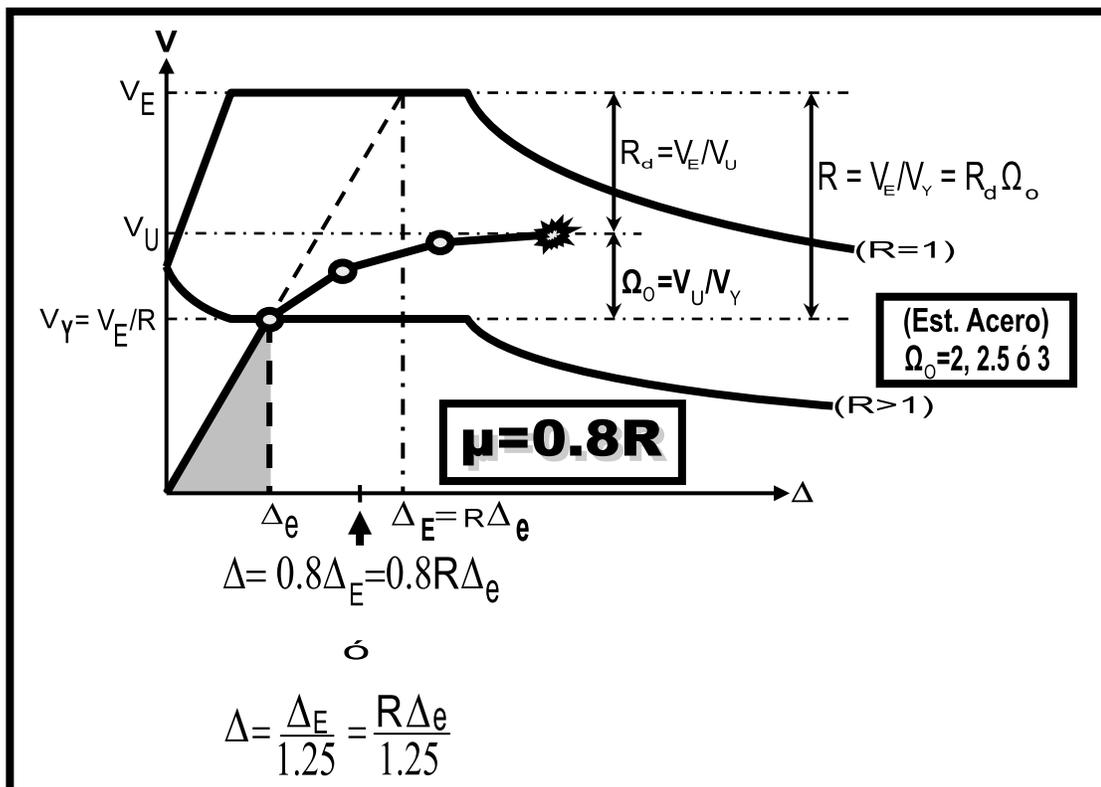


Figura 184. Gráfico generalizado del Fundamento Teórico del Factor de Reducción (R) y del Desplazamiento Total (Δ), considerando como Ductilidad Global $\mu=0.8R$.

Los reglamentos norteamericanos consideran en cambio un factor de amplificación de los desplazamientos elásticos denominado C_d . Como se expone la sub-sección 1.2.6 *Concepts Consistent with Current Seismic Performance Factor Definitions*, del documento *Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEMA P695*, (ATC, 2009), el factor de reducción R y la sobrerresistencia Ω_0 se definen tal y como se indicó previamente, y el mencionado factor C_d se define como:

$$C_d = (\Delta / \Delta_E) R \quad \rightarrow \quad \Delta = C_d (\Delta_E / R) \quad \rightarrow \quad \Delta = C_d \Delta_E$$

También se señala en FEMA P695 (*op. cit.*), que típicamente el factor C_d es menor que el factor R , ($C_d < R$). En la tabla 12.2-1 *Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems*, del documento *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05*. pp. 120-122, (ASCE, 2005), se muestra distintos valores de R , Ω_0 , y C_d , según el tipo de estructura. Salvo dos casos muy particulares de estructuras con muros de corte de mampostería pretensada, se cumple que ($C_d \leq R$); y más aún, en casi todos los casos se verifica que ($C_d \neq R / \Omega_0$).

Ahora bien, cómo se expuso en la Sección II.17, en cuanto al Factor de Reducción R , la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, en su sección C-6.4, ítem e), reconoce que solo por simplicidad se adopta el valor uniforme de 1.25 de sobrerresistencia para los distintos tipos de estructuras, lo cual equivale a que la ductilidad esté en el orden de 0.8 veces el factor de reducción utilizado, e introduciéndose esta relación en la estimación de los desplazamientos inelásticos.

Consecuentemente, el desplazamiento total según norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, puede ser expresado como:

$$\Delta = (R/1.25)\Delta_e = 0.8R\Delta_e \quad \text{ó} \quad \Delta = 0.8\Delta_E.$$

Es importante hacer notar según lo anterior, que para una misma estructura, el desplazamiento total siempre será el 80% del desplazamiento idealmente elástico, considerando implícitamente una reducción adicional por sobrerresistencia representada un valor fijo ($\Omega_0 = 1.25$).

No obstante, las expresiones anteriores pierden validez si se consideran valores de $R < 1.25$; y por ende, la simplificación de adoptar un valor uniforme para la sobrerresistencia ($\Omega_0 = 1.25$), independiente del tipo de estructura.

Ahora bien, en el caso de considerar una estructura que sólo es capaz de resistir dentro del rango elástico los efectos debido a las acciones sísmicas (despreciando que exista alguna capacidad de disipación de energía por mecanismos dúctiles), evidentemente el valor de ductilidad en términos de los desplazamientos será igual a la unidad ($\mu = 1$); lo que implicaría un factor de reducción $R = 1.25$. Este valor de $R = 1.25$ corresponde a una estructura tipo IV (OMF), con Nivel de Diseño ND1 (ver Tabla 26). En consecuencia, el mínimo valor que pudiera asumirse como Factor de Reducción es $R = 1.25$, ya que de esta forma resulta como era de esperarse que $\Delta = \Delta_e$.

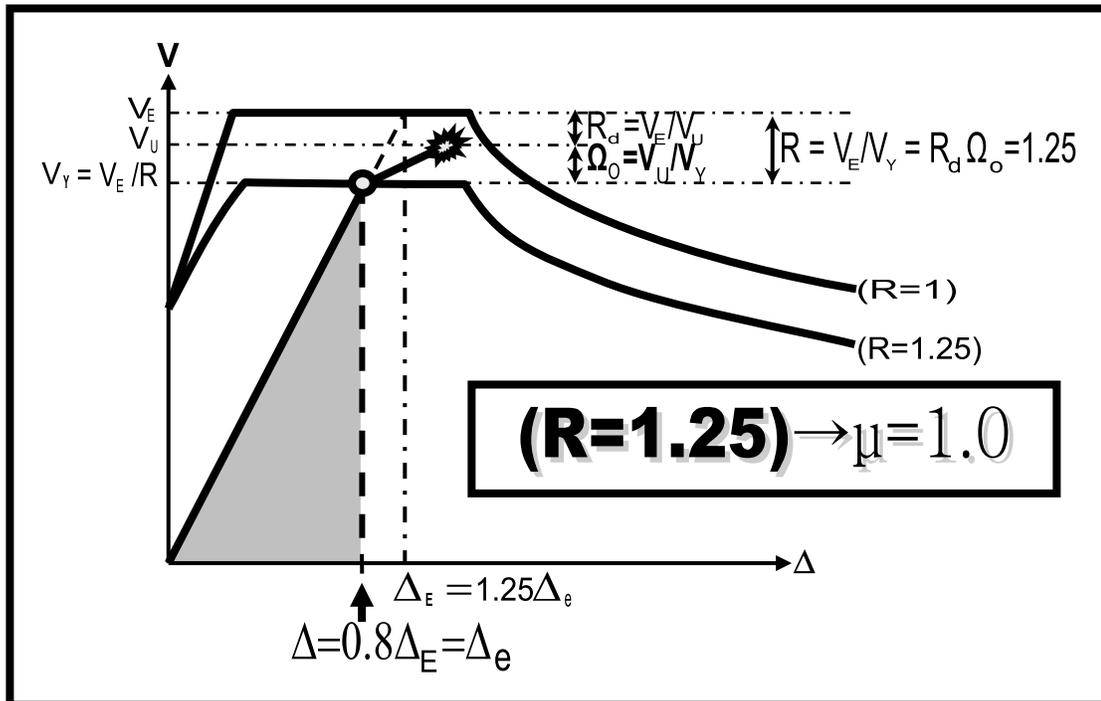


Figura 185. Gráfico generalizado del Fundamento Teórico del Factor de Reducción (R) y del Desplazamiento Total (Δ), considerando como Ductilidad Global $\mu = 1$.

Por otro lado, como se expone en la Sección II.17, la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001, considera la posibilidad de asumir como Factor de Reducción $R=1$ en los casos de edificaciones que no satisfacen los requerimientos normativos sismorresistentes.

Como se expone en la Sección II.17, para el caso específico del Factor de Reducción de la respuesta sísmica ($R=1$), se asume la estructura es capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas dentro del rango elástico; es decir, que ninguno de sus componentes son capaces de incursionar en el rango inelástico (ver Sección II.6). Sin embargo, considerar un Factor de Reducción $R=1$ implicaría que el desplazamiento total de la estructura es un 20% que su capacidad de desplazamiento cedente, $\Delta=0.8\Delta_e$, y en consecuencia una ductilidad de $\mu=0.8$; lo cual representa un absurdo en sentido práctico. De hecho, para $R<1.25$ el factor ($0.8R$) en vez de cumplir la función de *mayorar* los desplazamientos elásticos, por el contrario los reduce.

Tal parece ser que cuando $R<1.25$, no tiene sentido aplicar el factor ($0.8R$) para determinar la deriva total.

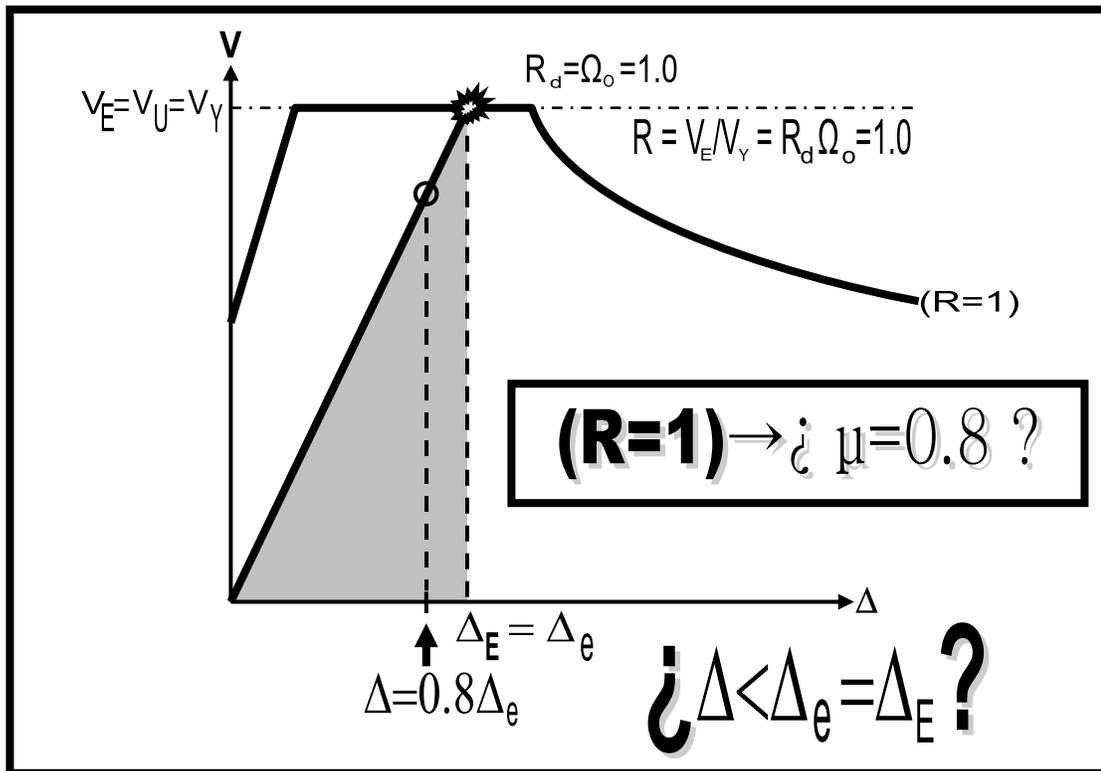


Figura 186. Resultados incoherentes para la Ductilidad Global y Desplazamiento Total de considerar un Factor de Reducción $R=1$.

Aún cuando la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 considera explícitamente la posibilidad de asumir un Factor de Reducción $R=1$, cuando no se garantizan los requisitos de Nivel de Diseño mínimo (ND1); ésta no precisa de igual manera algún criterio o expresión adicional para determinar el desplazamiento total Δ , tomando en cuenta Factores de Reducción $R < 1.25$. Así como tampoco presenta alguna consideración o comentario especial que permita aclarar la interrogante de ¿porqué $\Delta < \Delta_e$? cuando $R < 1.25$.

Todo lo anterior da cuenta de lo inadecuado que es la simplificación de adoptar un valor uniforme para la sobrerresistencia ($\Omega_o = 1.25$), independiente del tipo de estructura.

Del razonamiento anterior se conviene incluir en el presente Trabajo, una ecuación adicional a la Ecuación 18.2, para poder determinar el desplazamiento total considerando valores de $R < 1.25$:

$$\begin{aligned}\Delta_i &= (0.8R)\Delta_{ei} \quad \text{para } (R \geq 1.25) && \text{(Ec.18.2)} \\ \Delta_i &= \Delta_{ei} \quad \text{para } (1 < R < 1.25)\end{aligned}$$

En definitiva, se tienen las siguientes expresiones para determinar las derivas relativas (δ/h), dependiendo del Factor de Reducción Equivalente R y considerando el mismo límite máximo de deriva relativa establecido inicialmente en esta sección (12‰):

Para ($1 \leq R < 1.25$):

$$\frac{\delta}{h} = \frac{\Delta_e}{h} \leq 0.012$$

Para ($R \geq 1.25$):

$$\frac{\delta}{h} = \frac{0.8R\Delta_e}{h} \leq 0.012$$

donde para las expresiones anteriores:

Δ_e : es el desplazamiento lateral obtenido directamente del ADL de la Sección II.19.2 efectuado con el programa SAP2000, y considerando el mismo Espectro Elástico aplicado en el AENL por el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440, y el respectivo Factor de Reducción Equivalente, R , a los factores de amortiguamiento efectivo (β_e) obtenido de dicho AENL, aplicando la Ecuación 17.21. (cm)

h : altura de la cumbrera. ($h=376\text{cm}$).

δ/h : deriva relativa. (adimensional)

Independientemente del Factor de Reducción R, se tomará en cuenta solo la verificación de redimensionamiento según el coeficiente de estabilidad θ de la Sección II.21, como sigue:

Si $\theta > 0.08$, entonces tomar en cuenta los efectos P- δ y P- Δ .

Si $\theta > \theta_{\text{máx}}$, entonces “Redimensionar”.

donde:

$$\theta = \left(\frac{\Delta_e}{h} \right) \frac{W}{V}$$

$$\theta_{\text{máx}} = \frac{0.625}{R} \leq 0.25$$

Δ_e : desplazamiento lateral elástico en el centro de masa de la cubierta de techo, obtenido del análisis lineal.

h: altura al centro de masa de la cubierta de techo.

W: peso de la edificación.

V: cortante de la edificación.

III.4.21 Envoltente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica y Reducida. (Ver Anexo E)

Todos los Espectros de Demanda Sísmica Elástica particular serán definidos según la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001; tal y como se expone en la Sección II.18.

Sin embargo, para los efectos del presente trabajo se considerarán las Envoltentes de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica considerando para ello todas las Formas Espectrales tipificadas en la norma COVENIN-MINDUR 1756:2001 en la Tabla 5, según cada Amenaza Sísmica (Zonas 3 a 7).

En general, las Envoltente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica serán empleados en los AENL, aplicando el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, y estarán definidos, para:

- Forma Espectral: Todas, (S1,S2,S3,S4).
- Zonas Sísmicas: 3 a la 7
- Factor de Corrección “ ϕ ”: Todos, según Forma Espectral Zona Sísmica, atendiendo a la Tabla 5.
- Edificaciones: Grupo A , Tipo I
- Factor de Importancia “ α ”: 1.3
- Amortiguamiento efectivo “ ξ ”: 5%
- Factor de Magnificación “ β ”: Todos, según Forma Espectral.
- Nivel de Diseño “ND”: es lo que se quiere determinar.
- Factor de Reducción “R”: 1

En general, las Envolvente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica serán empleados en los AENL, aplicando el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, y estarán definidos, para:

Posterior a los AENL, se efectuarán *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel* (ADL), pero considerando ahora las Envolventes de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica Reducida, y estarán definidos, para:

- Forma Espectral: Todas, (S1,S2,S3,S4).
- Zonas Sísmicas: 3 a la 7
- Factor de Corrección “ ϕ ”: Todos, según Forma Espectral Zona Sísmica, atendiendo a la Tabla 5.
- Edificaciones: Grupo A , Tipo I
- Factor de Importancia “ α ”: 1.3
- Amortiguamiento efectivo “ ξ ”: 5%
- Factor de Magnificación “ β ”: Todos, según Forma Espectral.
- Nivel de Diseño “ND”: es lo que se quiere determinar.
- Factor de Reducción “R”: Factor de Reducción (R*) Equivalente

Los Factores de Reducción de las Envolventes de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica Reducida serán obtenidos mediante la Ecuación 17.23 (*Factor de Reducción (R) Equivalente*); por lo que dependen a su vez del Factor de Modificación “M” y del amortiguamiento efectivo “ β_e ” obtenido de cada AENL (Sección II.19.3.2), y se aplicarán posteriormente a los ADL (Sección II.19.2). En consecuencia, cada R dependerá tanto de la Amenaza sísmica considerada como del modelo matemático y dirección analizada.

Cualquiera sea el caso, el Factor de Reducción (R) Equivalente se determinará mediante la expresión siguiente (Ecuación 17.23):

$$R = \frac{4}{M[5.6 - \text{LN}(\beta_e)]} \text{ para } (T \geq T^+) \text{ y } \beta_e \text{ expresado en \%}.$$

Sin embargo, como ya se ha expuesto en el presente trabajo, los ADL no podrán aplicarse a los modelos con mampostería no reforzada. Por esta razón se conviene establecer como algo conservadora, la siguiente alternativa.

Para explicar la alternativa, primeramente denótese solo aquí, por comodidad:

- $R_{\text{AENL-SM}}$: Factores de Reducción (R) Equivalentes obtenidos de los modelos sin mampostería, para cada Amenaza Sísmica, en los AENL aplicando el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, (Ecuación 17.23).
- $R_{\text{AENL-CM}}$: Factores de Reducción (R) Equivalentes obtenidos de los modelos con mampostería, para cada Amenaza Sísmica, en los AENL aplicando el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, (Ecuación 17.23).
- R^* : Factores de Reducción (R) Equivalentes, representativos a una misma Amenaza Sísmica, que serán empleados en los *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel* (ADL), para representar de forma equivalente y conservadora los efectos que tiene la mampostería sobre la respuesta dúctil de cada edificación, en los correspondientes modelos sin mampostería incluida.

La alternativa en cuestión consiste en:

- 1.1) Determinar cuál es la máxima Amenaza Sísmica para la cual, en ambas direcciones principales de la estructura considerada, con el modelo con mampostería, se obtuvo el correspondiente punto de desempeño, al aplicar el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440.
- 1.2) Determinar cuál es la máxima Amenaza Sísmica para la cual, en ambas direcciones principales de la misma estructura considerada, con el modelo sin mampostería, se obtuvo el correspondiente punto de desempeño, al aplicar el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440; y determinar el correspondiente factor $R_{AENL-SM}$.
- 1.3) Determinar cuál es la menor Amenaza Sísmica entre los pasos 1.1) y 1.2). Está representará la máxima Amenaza Sísmica para la cual la estructura considerada, es capaz de desempeñarse ante la demanda sísmica impuesta, cuando se incluye la mampostería.
- 1.4) Determinar para la Amenaza Sísmica del paso 1.3), los correspondientes factores $R_{AENL-SM}$ y $R_{AENL-CM}$.
- 1.5) Definir el Factor de Reducción (R^*) Equivalente, representativo a una misma Amenaza Sísmica, como:

$$R^* = \text{el menor entre} \begin{cases} R_{AENL-CM} \\ 0.75 \times R_{AENL-SM} \geq 1 \end{cases}$$

Nota: El factor $R_{AENL-SM}$ es reducido en un 25%, atendiendo a lo expuesto en la Sección II.17.

- 1.6) Determinar y comparar la respuesta dinámica de la edificación con y sin mampostería, aplicando el *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel* (ADL) sobre el modelo sin mampostería de la estructura considerada, pero adoptando:
- Para la respuesta dinámica incluyendo la mampostería, el consecuente factor R^* obtenido en el paso 1.5).
 - Para la respuesta dinámica sin incluir la mampostería, el consecuente factor $R_{\text{AENL-SM}}$ obtenido en el paso 1.2).

Cualquiera sea el caso, como se expuso en la Sección II.19.3.3, para cada Factor de Reducción (R) Equivalente, ($R_{\text{AENL-SM}}$ o $R_{\text{AENL-CM}}$), obtenido de la Ecuación 17.23, deberá verificarse la validez del punto de desempeño, obtenido del Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440 (Sección II.19.3.2); es decir, se descartará cualquier punto de desempeño obtenido del Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad de FEMA 440, y por ende el Factor de Reducción R derivado, si se verifica lo siguiente:

$$(T_{\text{sec}} < T^+) \rightarrow \underline{\text{descartar punto de desempeño.}}$$

III.4.22 Masas, Cargas Permanentes y Variables. (Anexo F)

El cálculo de las masas y cargas permanentes (pesos) de cada una de las Escuelas Tipo R analizadas, y de todos y cada uno de los elementos que componen la estructura, incluyendo los distintos tipos cubiertas de techo. (ver Anexos F.1 a F.4). Los pesos totales (W , de la Ecuación 12.4) de las estructuras analizadas no consideran un incremento por carga variable; dado que se verifica que ninguno de los ítem a) a e) de la Ecuación 12.4 son aplicables, salvo el ítem f) referente a la carga variable de techo (CV_t), al cual le corresponde un porcentaje de cero por ciento ($\gamma=0\%$). Como carga variable (ver Anexo F.2), sólo se considera la correspondiente a la cubierta de techo (CV_t) inaccesible salvo por mantenimiento, y con pendiente del 25%; seleccionando para ello el valor adecuado de los dos especificados en la Sección III.4.12, de acuerdo al peso propio calculado para cada cubierta de techo en la Tabla F.13. En el Anexo F.5, se muestran los valores adoptados como representativos de las dimensiones y propiedades materiales de la mampostería no estructural, y los consecuentes valores obtenidos para las bielas equivalentes según la Sección II.23.

III.4.23 Centro de Masa.

Dada la simetría de los modelos matemáticos desarrollados en el programa de análisis estructural SAP2000, y a que no se incluye la masa a la mampostería por razones ya expuestas; se verifica mediante la Ecuación 12.118 y la Ecuación 12.119, que el centro de masa de las estructuras coincide evidentemente con el centro geométrico de estas (en coordenadas horizontales).

III.4.24 Modelos Estructurales a Estudiar.

Todos los modelos desarrollados en el programa de análisis estructural SAP2000 para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de las Escuelas Tipo R, son definidos para edificaciones Tipo R-3 (tres aulas); es decir, conformados por 6 módulos (7 pórticos transversales), con 2 paredes internas que dividen a cada edificación en 3 aulas iguales, ubicando dos de las tres aberturas correspondientes a las puertas de entrada a aulas de manera que estén una al lado de la otra, a fin de representar una distribución no uniforme de rigidez debida a la mampostería.

Se consideran 3 clases de Escuelas Tipo R según la cubierta de techo; y adicionalmente, la evaluación de una propuesta de reforzamiento adicional del caso más crítico:

- Escuelas Tipo R Tradicional con cubierta liviana de láminas de asbesto-cemento.
- Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con cubierta de techo de tejas criollas con malla expandida tipo “Riplex”.
- Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con cubierta de techo de tejas criollas con láminas de fibro-cemento tipo “Plycem” (e=14mm).
- Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales.

Con excepción de la propuesta de reforzamiento adicional (sólo 1 modelo matemático), para cada una de estas clases de Escuelas Tipo R se elaboran 3 modelos matemáticos distintos, desarrollados en el programa de análisis estructural SAP2000, tal y como se describe a continuación:

1 Modelo sin mampostería. (para AENL y ADL)

- 1) Ejecutar un Análisis Modal de las estructuras sin mampostería, para estimar cuál es la *dirección crítica* de la estructura en función a los modos de vibración, períodos fundamentales de vibración, y a las masas participativas en estos.
- 2) Ejecutar un AENL “*Pushover*”, para estimar la *capacidad* sísmica tanto en la *dirección larga* como en la *dirección corta* de la estructura sin mampostería, aplicando dos patrones de distribución lateral de cargas distintos (monótonamente crecientes) considerando para cada uno de estos patrones solo uno de sentidos en cada dirección y la no linealidad geométrica (efectos P- δ y P- Δ), luego determinar la Curva de Capacidad “*Pushover*” promedio que permita caracterizar de forma general estas estructuras, e identificar los *mecanismos de falla principales*.
- 3) Aplicar para cada Curva de Capacidad “*Pushover*” el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, considerando las Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica, para determinar la máxima Amenaza Sísmica impuesta (Zona Sísmica) para la cual, cada una de estas estructuras se estima que son capaces de desempeñarse satisfactoriamente y simultáneamente en ambas direcciones; y consecuentemente obtener los Factores de Reducción (R_x y R_y), empleando Ecuación 17.23; y adicionalmente (salvo el caso de la propuesta de reforzamiento adicional) considerar por separado una disminución del 25% de dichos Factores (pero no menor a 1), para posteriormente compararlos con los obtenidos respectivamente de los modelos con bielas equivalentes, escoger el menor entre ambos, y determinar con estos las

ahora Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica Reducida, a fin de recrear la incidencia de los efectos de la mampostería sobre la respuesta dinámica de las estructuras en el correspondiente modelo sin mampostería.

- 4) Aplicando el *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel*, para estimar la dinámica combinada en la *dirección larga y corta* de la estructura sin mampostería, considerando las Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica Reducida, según los Factores de Reducción (R_x y R_y), y de la estructura con mampostería (salvo el caso de la propuesta de reforzamiento adicional), considerando ahora las Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica Reducida, según los menores Factores de Reducción (R_x^* y R_y^*) Equivalentes establecidos en definitiva. Para considerar los efectos de la mampostería en estos ADL se considerarán los Factores de Reducción (R_x^* y R_y^*) Equivalentes, se comparan los ya obtenidos Factores de Reducción (R_x y R_y) pero disminuidos en un 25%, con los respectivos que se obtengan de los modelos con bielas equivalentes a la mampostería no estructural o reforzada confinada (R_x^* y R_y^*), y escogiendo finalmente el menor entre ambos.

1 Modelo con mampostería en la dirección larga. (sólo AENL)

- 1) Ejecutar un AENL "*Pushover*", para estimar la *capacidad* sísmica de la estructura en la *dirección larga* cuando presenta paneles de relleno de mampostería no estructural confinada, incluyendo *sólo bielas equivalentes en el sentido en dicha dirección en la cual dicha mampostería aporte la menor rigidez* (+X, dirección larga), aplicando para ello dos patrones de

distribución lateral de cargas distintos (monótonamente crecientes) sólo en el sentido antes indicado (+X, dirección larga) en cada vez, considerando además la no linealidad geométrica (efectos P- δ y P- Δ); determinar posteriormente la Curva de Capacidad “*Pushover*” promedio que permita caracterizar de forma general estas estructuras, y finalmente identificar los *mecanismos de falla principales*.

- 2) Aplicar el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, considerando las Envolventes de Espectros de Demanda Sísmica Elástica, para determinar la máxima Amenaza Sísmica impuesta (Zona Sísmica) para la cual, cada una de estas estructuras se estima que son capaces de desempeñarse satisfactoriamente y simultáneamente en ambas direcciones; y consecuentemente obtener los Factores de Reducción Equivalentes (R_X^*), empleando Ecuación 17.23, los cuales será comparados con los Factores respectivos obtenidos de los ADL pero reducidos en un 25% (pero no menor a 1), a fin de escoger el menor entre ambos. Estos Factores de Reducción (R_X^*) Equivalentes, son los que se emplearán en los modelos sin mampostería para recrear la incidencia de la mampostería en la respuesta dinámicas de cada estructura, respectivamente.

1 Modelo con mampostería en la dirección corta. (sólo AENL)

- 1) Los análisis son análogos a los aplicados a los modelos con mampostería en la dirección larga, salvo que en este caso, ambos patrones de distribución lateral de cargas distintos se aplicarán solo en uno de los sentidos de dicha dirección cada vez (+Y, dirección corta) y se incluirán sólo las bielas equivalentes que sean capaces de resistir (por compresión) las

cargas laterales impuestas, considerándose además la no linealidad geométrica (efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$) en los análisis. Consecuentemente, al aplicar el Procedimiento C del *Método de Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* del documento FEMA 440, se obtendrán los Factores de Reducción Equivalentes (R_Y^*), que se emplearán en los modelos sin mampostería para recrear la incidencia de la mampostería en la respuesta dinámicas de cada estructura, respectivamente.

En total son 10 la cantidad de modelos matemáticos elaborados mediante el programa de análisis estructural SAP2000, y se pueden resumir de la siguiente forma (ver Anexo G):

- **Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), con cubierta de techo de láminas tipo asbesto-cemento:**
 - Modelo 1.1 Sin mampostería
 - Modelo 1.2 Con mampostería en la dirección larga
 - Modelo 1.3 Con mampostería en la dirección corta
- **Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de malla expandida tipo “Riplex”:**
 - Modelo 2.1 Sin mampostería
 - Modelo 2.2 Con mampostería en la dirección larga
 - Modelo 2.3 Con mampostería en la dirección corta
- **Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem”:**
 - Modelo 3.1 Sin mampostería
 - Modelo 3.2 Con mampostería en la dirección larga
 - Modelo 3.3 Con mampostería en la dirección corta
- **Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de malla expandida tipo “Riplex”, incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales:**
 - Modelo 4 Sin mampostería

III.4.25 Algunas particularidades en los Modelos Matemáticos desarrollados mediante el programa de análisis estructural SAP2000.

En esta Sección se indicarán en itálicas, entre comillas, y subrayado, los términos que se refieran a una aplicación del programa de análisis estructural SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Cubierta de techo:

Modelada mediante elementos tipo "Shell" ("Thick Plate") de espesor unitario, discretizados para los espacios entre correas y vigas de carga. Debido a que no se cuenta en el presente trabajo de información sustentada por ensayos, se convino asignar las propiedades del concreto: módulo de elasticidad para un concreto pobre de $f'_c=150 \text{ kgf/cm}^2$ según la expresión $E = 15100\sqrt{f'_c}$ y coeficiente de Poisson $\mu=0.2$, ambas según el articulado *Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural*, Norma Venezolana 1753:2006, (s.f.), 2006, agosto 16. Cada tipo de cubierta de techo considera la masa y el peso obtenidos según los materiales que componen, respectivamente; y se le adiciona la carga variable uniformemente distribuida determinada según la Sección III.3.11 y la Sección III.3.12.

Columnas:

Modelados mediante elementos tipo "Frame" de acero de Secciones de Ala Ancha ("I/Wide flange") y definidos mediante las propiedades

geométricas de los perfiles IPN100 para Escuelas Tipo R Tradicional e IPN140 para Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, y propiedades materiales de acero PS-25 según Sección III.3.11. Empotradas (infinitamente rígida) en su base. La conexión por debajo de las vigas de carga solo es libre de rotar respecto al eje de menor inercia de la columna, y se asumirá como TR respecto el eje de mayor inercia de la columna de acuerdo a los resultados del Anexo H.2. Discretizados en los modelos con mampostería a fin de poder asignar adecuadamente los “REO's” según la Sección II.23.3.10.

Vigas de amarre inferior:

Modeladas mediante elementos tipo "Frame" de acero de Secciones de Ala Ancha (“I/Wide flange”) y definidos mediante las propiedades geométricas de los perfiles IPN100, y propiedades materiales de acero PS-25 (ver Sección III.3.11). La conexión al alma de las columnas solo estará libre de rotar respecto al eje de menor inercia de la viga. Las conexiones respecto al eje de mayor inercia de la viga se clasificarán como PR, y se ajustará la rigidez angular elástica de estas según la expresión $K_{\theta}=5366*[(b_{\text{viga}}/h)*I_{Y\text{columna}}]+60797297$ (ver Anexo H.3), pudiendo ajustarse a conexiones articuladas (axial) si se obtienen resultados característicos de conexiones frágiles o débiles respecto a este eje. “REO's” asignados adecuadamente en los modelos con mampostería según la Sección II.23.3.10. Se incluye la masa y el peso. No tienen aplicada ninguna carga gravitatoria.

Vigas de amarre superior:

Modeladas mediante elementos tipo "Frame" de acero de Secciones de Ala Ancha (“I/Wide flange”) y definidos mediante las propiedades geométricas de los perfiles IPN100, y propiedades materiales de acero PS-

25 (ver Sección III.3.11). La conexión al alma de las columnas solo estará libre de rotar respecto al eje de menor inercia de la viga. Las conexiones respecto al eje de mayor inercia de la viga se clasificarán como PR, y se ajustará la rigidez angular elástica de estas según la expresión $K_{\theta} = 5366 * [(b_{\text{viga}}/h) * I_{Y\text{columna}}] + 60797297$ (ver Anexo H.3), pudiendo ajustarse a conexiones articuladas (axial) si se obtienen resultados característicos de conexiones frágiles o débiles respecto a este eje. Se incluye la masa y el peso. No tienen aplicada ninguna carga gravitatoria.

Vigas de carga:

Modeladas mediante elementos tipo "Frame" de acero de Secciones de Ala Ancha ("I/Wide flange") y definidos mediante las propiedades geométricas de los perfiles IPN100, y propiedades materiales de acero PS-25 (ver Sección III.3.11). Vigas de carga con pendientes opuestas respecto a la cumbrera, empotradas (a momento, corte y axial) en su conexión en la cumbrera. Se incluye la masa y el peso.

Correas:

Modeladas mediante elementos tipo "Frame" de acero de Secciones de Ala Ancha ("I/Wide flange") y definidos mediante las propiedades geométricas de los perfiles IPN80, y propiedades materiales de acero PS-25 (ver Sección III.3.11). Articuladas (axial) en sus conexiones sobre las vigas de carga. Se incluye la masa y el peso.

Cartelas laterales y Tensor central:

Modelados mediante elementos tipo "Frame" de acero de Secciones de Ala Ancha ("I/Wide flange") y definidos mediante las propiedades

geométricas de los perfiles IPN100, y propiedades materiales de acero PS-25 (ver Sección III.3.11). Empotradas respecto al eje fuerte (a momento, corte y axial) en sus conexiones a las columnas y vigas de carga pero libre de rotar respecto al eje débil. Se incluye la masa y el peso.

Bielas equivalentes:

Modeladas mediante elementos tipo "Frame" según Propiedades de Sección "Otra" ("Other") y definidas las dimensiones de su sección transversal mediante el "Diseñador de Sección" ("Section Designer"), y propiedades materiales de la mampostería según la Sección III.3.6. Articuladas (axial) en sus conexiones sobre las columnas. Estas conexiones se ubican exclusivamente sobre las columnas, a una distancia de los extremos de estas últimas correspondiente a la extensión de los "REO's" según la Sección II.23.3.10; salvo aquellas equivalentes a la mampostería no estructural que presenta una abertura correspondiente a las puestas, y en cuyo caso se articula a tierra en el extremo opuesto a la columna (ver Sección III.3.6). Adicionalmente, se les asigna un límite de tensión (tracción) igual a cero ("Tension Limit"). No se incluye ni la masa ni el peso.

Rótulas o Articulaciones tipo "Hinge"

Para un análisis tipo "Pushover": este es recurso o herramienta con que cuenta el programa de análisis estructural SAP2000 básicamente se empleará para representar los distintos modos de fallas, en elementos tipo "Frame" que se consideren como miembros estructurales principales, según el tipo de solicitaciones y deformación asociada. No sólo se emplearán "Hinges" para representar una falla dúctil (Deformación Controlada formación de rótulas plásticas), sino también para representar una la falla frágil (Fuerza Controlada). Sólo se asignan *rótulas o articulaciones tipo "Hinge"* en:

Las bielas equivalentes:

En el centro, considerando únicamente carga axial (“*Hinge*” P) por *Fuerza Controlada* determinada por el usuario.

Las correas:

No se asignarán “*Hinges*” a las correas, solo por no tratarse de miembros estructurales principales.

Las cartelas laterales y tensor central:

Se asignarán “*Hinges*” solo en la sección central de las cartelas laterales para cargas axiales (“*Hinge*” para Arriostramientos: Auto P) por *Deformación Controlada*.

Las columnas:

Se asignarán “*Hinges*” en la *base* y justo donde culmina un “REO's” debido a una biela equivalente. Se consideran las acciones combinadas (“*Hinge*” P-M2-M3) por *Deformación Controlada*; es decir, de cargas axial (P) combinadas con momentos en ambos ejes de inercia (M3 y M2).

A nivel de la conexión donde llegan las *vigas de amarre inferior*, ubicándola por la *parte superior* de la conexión, sólo en caso de presentar un “REO's” por la parte inferior; considerando la diferencia de rigidez que ocasiona la mampostería respecto al lado superior y pesar de lo expuesto en la Sección II.7. Se consideran las acciones combinadas (“*Hinge*” P-M2-M3) por *Deformación Controlada*; es decir,

de cargas axial (P) combinadas con momentos en ambos ejes de inercia (M3 y M2).

El caso particular de la conexión donde llegan las *vigas de amarre superior*, no se consideran articulaciones tipo "Hinge"; considerando lo expuesto en la Sección II.7 y su proximidad a la conexión en el tope de la columna.

En el *tope*. Se consideran cargas: momento en el eje de mayor inercia ("Hinge" M3) por *Fuerza Controlada* definida por el usuario.

A nivel de la conexión con las *cartelas laterales*. Se consideran cargas: Se consideran las acciones combinadas ("Hinge" P-M2-M3) por *Deformación Controlada*; es decir, de cargas axial (P) combinadas con momentos en ambos ejes de inercia (M3 y M2).

Vigas de amarre superior:

En las conexiones de los *extremos*, aún cuando no soportan cargas más que su peso propio, se consideran como PR (factor de rigidez parcial en M3 asignada por el usuario). Se consideran cargas: por momento en el eje de mayor inercia ("Hinge" M3) por *Fuerza Controlada* asignada por el usuario.

Viga de amarre inferior:

Justo donde culmina un "REO's" debido a una biela equivalente. Se consideran cargas: momento en el eje de mayor inercia ("Hinge" para viga: Auto M3).

En la conexión con una *columna*, si ese extremo no presenta un "REO's", aún cuando no soportan cargas más que su peso propio, se consideran como PR (factor de rigidez parcial en M3 asignada por el

usuario). Se consideran cargas: por momento en el eje de mayor inercia (“*Hinge*” M3) por *Fuerza Controlada* asignada por el usuario.

Vigas de carga:

Ambos lados de la conexión entre las a vigas de carga a nivel de la *cumbrera*. Se consideran cargas: momento en el eje de mayor inercia (“*Hinge*” para viga: Auto M3) por *Deformación Controlada*.

A ambos lados de donde se conecta una *columna* por la parte inferior, y donde culmina un “*REO's*”. Se consideran cargas: momento en el eje de mayor inercia (“*Hinge*” para viga: Auto M3) por *Deformación Controlada*.

III.4.26 Asignación de los “Hinges” sobre los miembros de pórticos.

Adicionalmente a lo indicado en la Sección III.4.25, se podrá identificar donde ocurren las solicitaciones máximas en los diagramas carga axial (P), de corte (V2 y V3), y momento (M2 y M3), generados de aplicar las cargas gravitatorias iniciales y los patrones de carga lateral sobre cada modelo; considerando para ello un simple AENL controlado por la aplicación de la carga total (sin incremento) y tomando solo los resultados del estado final.

En este caso, a cada uno de los miembros se les podrán asignar los apropiados “*Hinges*” adicionales (si no existe ya un “*Hinge*” similar), procurando ubicar estos sobre el punto (sección) del miembro donde se obtuvieron las solicitaciones máximas respectivas, según sea el caso.

III.4.27 Vulnerabilidad Sísmica y Desempeño Sísmico con y sin mampostería.

El efecto que induce la mampostería no reforzada sobre la capacidad y respuesta sísmica global (desempeño sísmico) de las estructuras metálicas de un piso, aplicado a edificaciones escolares de tipo rural como lo son las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, analizadas en el presente trabajo; se estimará en el presente trabajo en términos de la cortante basal obtenido de los ADL.

Las cortantes basales se determinarán para cada una de las dos direcciones principales de cada estructura (en el caso de la dirección larga solo en el sentido en que las estructuras presenten el menor número de bielas equivalentes), para el respectivo Factor de Reducción (R) ó Factor de Reducción (R*) Equivalente para considerar los efectos inducidos por la mampostería, y para cada una de las 3 clases de Escuelas Tipo R analizadas (ver Sección III.4.24); además de la propuesta de reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“*Riplex*”) pero sin mampostería (no se consideran Factores de Reducción R* Equivalentes) .

La cortante basal corresponde a la resultante de las sollicitaciones a corte en la base de todas las columnas; de acuerdo a la dirección considerada para el sismo, al cual se está sometiendo la estructura en los análisis. Para cada caso en consecuencia, la Demanda corresponde a la cortante basal obtenida según la Sección III.3.4, y la Capacidad corresponde a la cortante basal obtenida según la Sección III.3.5.

La vulnerabilidad sísmica de las estructuras metálicas de un piso, aplicado a edificaciones escolares de tipo rural como lo son las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, analizadas en el presente trabajo; se estimará en el presente trabajo como la máxima Amenaza Sísmica (Zona Sísmica) para la dichas edificaciones son capaces

de desempeñarse adecuadamente, con y sin mampostería no reforzada, ante la ocurrencia de un eventual sismo obtenido, de acuerdo a los resultados finales obtenidos de los ADL.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS.

IV.1 CONEXIÓN COLUMNA-VIGA DE CARGA, DE UN PORTICO EN LA DIRECCIÓN CORTA DE LAS ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL, DE FORMA AISLADA, MEDIANTE UN MODELO MATEMÁTICO IDEALIZADO DE ELEMENTOS FINITOS SUFICIENTEMENTE DISCRETIZADO.

El resultado del análisis del modelo matemático, por medio de elementos finitos suficientemente discretizados, de un pórtico representativo en la dirección corta de las Escuelas Tipo R Tradicional; el cual fue sometido a una distribución de carga (en el plano de dicho pórtico) monótonamente creciente, proporcional al modo fundamental característico de la respuesta de este pórtico en la dirección del mismo, fue el siguiente:

- **Falla considerada del Pórtico:** *Rotura de la soldadura por cedencia localizada (Criterio de Von Mises) del Material Base, a nivel de la conexión de las alas externas de las columnas a las alas inferiores de las vigas de carga.*

Como se evidencia de la Figura H.14 y Figura H.15, las sollicitaciones obtenidas sobre las soldaduras no alcanzan la capacidad de resistencia de estas (Tabla H.2); por lo que, la condición que gobierna es la cedencia del material base ubicada entre el ala inferior de la viga y el ala (externa al pórtico) de la columna en el tope, y concentrada justo en el punto de coincidencia con el plano de las almas.

En el preciso instante en que se alcanza el esfuerzo cedente por el Criterio de Von Misses, justo en los elementos discretizados que se muestran en la Figura H.12, se verifica que la máxima deformación que sufren estos elementos no alcanza a la capacidad de deformación última de la soldadura de filete de la conexión; tal y como se indica en la Tabla H.1.

Sin embargo, esta concentración de esfuerzos de cedencia dará lugar a un incremento localizado en la deformación del material base, y consecuentemente conllevará a una falla repentina por rotura de la soldadura de filete por la demanda excesiva de deformación; lo cual representa es sí una falla prematura o falla frágil en la conexión. Esta falla en la soldadura limitará la capacidad de la conexión de desarrollar un comportamiento dúctil.

Por otro lado, es importante recordar que el análisis efectuado para este pórtico discretizado, considera sólo el comportamiento en el rango elástico lineal; y por lo tanto, pierde validez considerar las deformaciones de los elementos discretizados, una vez que han alcanzado el límite elástico a la cedencia (Criterio de Von Misses).

Estos esfuerzos de cedencia concentrados en la zona de intersección alas-almas y la repentina falla de la soldadura, difícilmente permitirán que se desarrolle el pandeo local de alguna de las alas; además que la súbita reducción de rigidez de la conexión debe conducir a algún nivel de inestabilidad en el pórtico.

Cabe recordar que es justamente la unión de las alas de la columna a las alas de la viga de carga, lo que se permite desarrollar, en teoría, la capacidad resistente a momento de la conexión.

Por estas razones, se consideró que lo más apropiado es asumir la rotura de la soldadura de filete como el mecanismo de falla que controla la capacidad resistente de la conexión.

- **Cortante Basal del Pórtico:** 348 Kgf.
- **Pto. de Inflexión de columnas:** aprox. a media altura (157.4 cm).
- **Desplazamiento Total Tope:** 1.028 cm.

- **Desplazamiento por Contribución exclusiva de la Conexión:** (referido a la deformación exclusiva de la conexión en el tope de la columna, más no al miembro columna en sí).

0.5030 cm (incluyendo la deformación de la Zona de Panel).

0.0044 cm (sin incluir la deformación de la Zona de Panel).

- **Contribución Relativa de la Deformación de la Conexión:** $0.87\% < 10\%$

Se tiene entonces que:

Al presentarse primero la falla en el área de la conexión, se establece que ésta es más débil que cualquiera de los dos miembros que están siendo conectados (columna y viga de carga).

La deriva producida por la deformación de la conexión en el tope de la columna, *sin incluir la deformación de la zona de panel*, contribuye en menos del 10% de la deriva *total referidas ambas únicamente a dicha conexión, pero considerando sólo el segmento comprendido entre dicha conexión y el punto de inflexión obtenido sobre la columna en cuestión.*

Por lo tanto, la conexión en el tope de las columnas de Escuelas Tipo R Tradicional y Tradicional Reforzada, específicamente en la dirección de mayor inercia de la sección transversal de dichos miembros, puede considerarse como:

- **Escuela Tipo R Tradicional:**
 - **Conexión en tope de columnas tipo:** *Totalmente Rígida (TR).*
 - **Corte en el ala traccionada de la Columna IPN-100:**

1474 Kgf (Figura H.13)
 - **Corte en el ala comprimida de la Columna IPN-100:**

1617 Kgf (Figura H.13)
 - **Momento teórico Cedente, respecto al eje de mayor inercia, de la Conexión Columna IPN-100 a Viga IPN-100:**

Columna IPN-100: $d=10\text{cm}$, $t_f=0.68\text{cm}$, $h=d-2t_f=8.64\text{cm}$

$$(V_1+V_2)*h/2 = (1474 \text{ Kgf} + 1617 \text{ Kgf})*8.64\text{cm}/2 = 13353 \text{ Kgf-cm}$$

- **Factor de Conocimiento “k”** (ver Sección II.11.c): 1.00

- **Hinge a Momento eje fuerte (M2):** (*Fuerza Controlada*)

$$M_f = 13353 \text{ Kgf-cm}$$

Este valor se adopta como conservador del lado de la seguridad.

- **Escuela Tipo R Tradicional Reforzada:**

- **Conexión tipo:** *Totalmente Rígida (TR)*.

Recordando que para simplificar el número de análisis, se convino extender estos resultados a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada; por lo que para estos casos se consideró igualmente que dichas conexiones son *Totalmente Rígida (TR)*, dada la similitud de dicha conexión entre ambos modelos de Escuelas Tipo R.

- **Corte en el ala traccionada de la Columna IPN-140:**

Columna IPN-100: $d=10\text{cm}$, $t_f=0.68\text{cm}$, $h=d-2t_f=8.64\text{cm}$, $b_f=5\text{cm}$

Columna IPN-140: $d=14\text{cm}$, $t_f=0.86\text{cm}$, $h=d-2t_f=12.28\text{cm}$, $b_f=6.6\text{cm}$

$$V_1/b_f = 1474 \text{ Kgf}/5\text{cm} = 294.8 \text{ Kgf/cm}$$

$$V_1=(294.8 \text{ Kgf/cm})*b_f=(294.8 \text{ Kgf/cm})*6.6\text{cm}=1946 \text{ Kgf}$$

- **Corte en el ala comprimida de la Columna IPN-140:**

Columna IPN-100: $d=10\text{cm}$, $t_f=0.68\text{cm}$, $h=d-2t_f=8.64\text{cm}$, $b_f=5\text{cm}$

Columna IPN-140: $d=14\text{cm}$, $t_f=0.86\text{cm}$, $h=d-2t_f=12.28\text{cm}$, $b_f=6.6\text{cm}$

$$V_2/b_f = 1617 \text{ Kgf}/5\text{cm} = 323.4 \text{ Kgf/cm}$$

$$V_2=(323.4 \text{ Kgf/cm})*b_f=(323.4 \text{ Kgf/cm})*6.6\text{cm}=2134 \text{ Kgf}$$

- **Momento teórico Cedente, respecto al eje de mayor inercia, de la Conexión Columna IPN-140 a Viga IPN-100:**

$$(V_1+V_2)*h/2 = (1946 \text{ Kgf} + 2134 \text{ Kgf})*12.28\text{cm}/2 = 25052 \text{ Kgf-cm}$$

- **Factor de Conocimiento “k”** (ver Sección II.11.c): 1.00

- **Hinge a Momento eje fuerte (M2):** (*Fuerza Controlada*)

$$M_f = 25052 \text{ Kgf-cm}$$

Los resultados obtenidos parecen mostrar que estas conexiones:

- Pueden presentar excesivos esfuerzos concentrados en los bordes o esquinas de los elementos de los miembros conectados (alas y almas), específicamente en el punto de la sección transversal de estas conexiones de las columnas donde se unen el alma y el ala de estas en el lado externo del pórtico; lo cual indica la necesidad de incluir en estas conexiones una discontinuidad o melladura (o pequeño corte) del alma conectada de la columna, justo en la proximidad al punto en cuestión. Esto concuerda con el detallado mostrado en las figuras mostradas de las conexiones pre-estandarizadas de la Sección II.7.
- El alma de la viga de carga en el área de la conexión (el equivalente a la Zona de Panel) puede presentar una deformación significativa, por el orden del 97% de la deformación angular total desarrollada por la conexión, hasta alcanzar la primera cedencia significativa por el Criterio de Von Mises. Es claramente evidencia la necesidad de incluir rigidizadores en esta zona del alma de la viga de carga.
- Todo lo anterior parece indicar que el detallado de estas conexiones es inadecuado para garantizar que dichas conexiones por sí solas, garanticen la formación de rótulas plásticas en una zona de los miembros vigas de carga, que esté lo suficientemente alejada de la conexión; y por lo tanto, que permitan garantizar el criterio Viga débil-columna fuerte, así como de desarrollar una ductilidad acorde al Nivel de Diseño ND3 requerida por su uso como edificaciones escolares.

IV.2 Curvas de “Pushover” o Curvas de Capacidad.

Escuelas Tipo R Tradicional sin mampostería.

Dirección X: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional (con cubiertas de techo con láminas de asbesto-cemento) sin mampostería no estructural o reforzada (Modelo 1.1) mostró tener una muy escasa rigidez lateral en la dirección X (dirección larga), manifestado esto por la gran capacidad de deformación en esta dirección. Pudiera esperarse que la condición crítica (máximo esperado) de deformación cedente global de la estructura (respecto al nodo control) se encuentra cercana a los 10cm ($\delta_{y\text{máx}} \approx 10\text{cm}$), correspondiente a todas las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$. El cortante basal máximo para la cedencia global de la estructura que pareciera pudiera alcanzar esta estructura ronda las 2.7 Ton ($V_y \approx 2.7$ Ton); sin embargo, la cedencia de las columnas en su base, otorga un significativo grado de ductilidad global a la estructura. Cabe destacar que para esto último, en el caso de las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$, se presenta una significativa degradación de resistencia y rigidez lateral al incursionar la estructura en el rango inelástico. Las conexiones de las vigas de amarre a las columnas comenzaron a fallar para valores próximos a los 2cm y un nivel de Cortante Basal de 0.7 Ton, lo cual da cuenta de lo inapropiadas o ineficientes que pueden llegar a ser este tipo de conexiones, tal y como son consideradas en el presente Trabajo de Investigación, y sus efectos sobre el comportamiento global de la estructura es bastante limitado.

Dirección Y: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional (con cubiertas de techo con láminas de asbesto-cemento) sin mampostería no estructural o reforzada (Modelo 1.1) mostró tener también una muy escasa rigidez lateral en la dirección Y (dirección corta), manifestado esto por la gran capacidad de deformación en esta dirección. Pudiera esperarse que la condición crítica (máximo esperado) de deformación cedente global de la

estructura (respecto al nodo control) se encuentra cercana a los 5cm ($\bar{\delta}_{y\text{máx}} \approx 5\text{cm}$), correspondiente tanto a las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$ como para las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$. La condición crítica (mínimo esperado) del cortante basal máximo para la cedencia global de la estructura que pareciera pudiera alcanzar esta estructura ronda las 5.2 Ton ($V_y \approx 5.2$ Ton) cuando se consideran las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$, que es casi el doble del respectivo en la dirección X; sin embargo, la cedencia de las columnas en su base, otorga un significativo grado de ductilidad global a la estructura. Cabe destacar que para esto último, en tanto para las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$ como para las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$, se presenta una cierta degradación de rigidez lateral al incursionar la estructura en el rango inelástico. Las conexiones de las columnas a las vigas de carga comenzaron a fallar para valores inferiores al 1cm para un nivel de Cortante Basal levemente superior a 1 Ton, lo cual da cuenta de lo inapropiadas o ineficientes que pueden llegar a ser este tipo de conexiones, tal y como son consideradas en el presente Trabajo de Investigación, y sus efectos sobre el comportamiento global de la estructura es bastante reducido. Cabe destacar que, a diferencia de la dirección X, en la dirección Y las cargas gravitatorias representadas por las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$ incidieron de forma drástica y bien definida en la capacidad global de la estructura; acentuado con certeza por los efectos P- Δ y P- δ .

Escuelas Tipo R Tradicional con mampostería.

Dirección X: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional (con cubiertas de techo con láminas de asbesto-cemento) con mampostería no estructural o reforzada (Modelo 1.2) mostró tener una rigidez lateral en la dirección X (dirección larga) bastante mayor que el modelo sin mampostería (Modelo 1.1), manifestado esto por la bastante menor capacidad de

deformación en esta dirección. Pudiera esperarse que la condición crítica (máximo esperado) de deformación cedente global de la estructura (respecto al nodo control) se encuentra cercana a los 1.9cm ($\delta_{ymáx} \approx 1.9\text{cm}$), correspondiente a todas las condiciones iniciales (0.9-0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP. El cortante basal máximo para la cedencia global de la estructura que pareciera pudiera alcanzar esta estructura ronda las 4.1 Ton ($V_y \approx 4.1\text{ Ton}$) lo que contrasta con las 2.7 Ton cuando no se considera la mampostería (una capacidad incrementada en aproximadamente un 50%); sin embargo, Es importante destacar que la cedencia global de la estructura se debe básicamente a la cedencia de las columnas por acción combinada P-M2, justo sobre la conexión de las vigas de amarre, y es básicamente esto lo que brinda el grado de ductilidad global a la estructura. Cabe destacar que para esto último, tanto para el caso de las condiciones iniciales (1.2+0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP como para las condiciones iniciales (0.9-0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP, se presenta una cierta degradación de rigidez lateral al incursionar la estructura en el rango inelástico. Las conexiones de las vigas de amarre a las columnas comenzaron a fallar para valores próximos al 1cm para un nivel de Cortante Basal de 3.0 Ton, lo que contrasta con las 0.7 Ton cuando no se considera la mampostería (una capacidad incrementada en aproximadamente unas 4 veces); sin embargo, este sustancial incremento en la capacidad de resistencia global de la estructura debe ser atribuido a la inclusión de la mampostería y no a las conexiones de las vigas de amarre a las columnas propiamente dichas. Por otro lado, la gran rigidez lateral que le aporta la mampostería a la estructura, devenga en una reducida variación entre las Curvas de Capacidad o Curvas de "Pushover", que se obtienen de considerar tanto las condiciones iniciales (1.2+0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP como las condiciones iniciales (0.9-0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP.

Dirección Y: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional (con cubiertas de techo con láminas de asbesto-cemento) con mampostería no estructural o reforzada (Modelo 1.3) mostró tener una rigidez lateral en la

dirección Y (dirección corta) bastante mayor que el modelo sin mampostería (Modelo 1.1), manifestado esto por la bastante menor capacidad de deformación en esta dirección. Para este caso, la condición crítica (máximo esperado) de deformación cedente global de la estructura (respecto al nodo control) pudiera estimarse que se encuentra cercana a los 0.7cm ($\delta_{ym\acute{a}x} \approx 0.7\text{cm}$), correspondiente a todas las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ y $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$. El cortante basal máximo para la cedencia global de la estructura que pareciera pudiera alcanzar esta estructura ronda las 13.0 Ton ($V_y \approx 13.0$ Ton) lo que contrasta con las 5.2 Ton cuando no se considera la mampostería (una capacidad incrementada en aproximadamente unas 2.5 veces); sin embargo, la cedencia de las columnas en su base, otorga un significativo grado de ductilidad global a la estructura. Cabe destacar que para esto último, tanto para el caso de las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ como para las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$, se presenta una cierta degradación de rigidez lateral al incursionar la estructura en el rango inelástico. Las conexiones de las columnas a las vigas de carga comenzaron a fallar para valores próximos al 1.5cm para un nivel de Cortante Basal de 23.0 Ton, lo que contrasta con las 1.0 Ton cuando no se considera la mampostería (una capacidad incrementada en aproximadamente unas 23 veces); sin embargo, este sustancial incremento en la capacidad de resistencia global de la estructura debe ser atribuido a la inclusión de la mampostería y no a las conexiones de las columnas a las vigas de carga propiamente dichas. Por otro lado, la gran rigidez lateral que le aporta la mampostería a la estructura, devenga en una muy reducida variación entre las Curvas de Capacidad o Curvas de “Pushover”, que se obtienen de considerar tanto las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ como las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$.

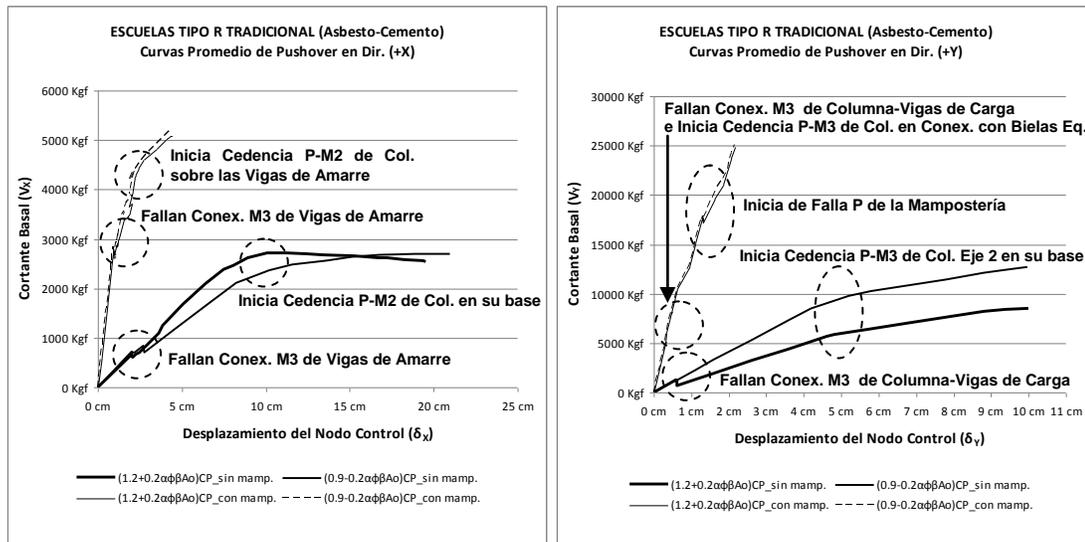


Figura 187. Curvas Promedio de los “Pushover” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento) con y sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada sin mampostería.

Las Curvas de Capacidad o Curvas de “Pushover” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas son similares entre los casos de cubierta de techo con malla expandible tipo “Riplex” y los casos de cubierta de techo con láminas de fibro-cemento tipo “Plycem”.

Dirección X: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada sin mampostería no estructural o reforzada (Modelo 2.1 y 3.1) mostraron tener una escasa rigidez lateral en la dirección X (dirección larga), manifestado esto por la gran capacidad de deformación en esta dirección. Todos los modelos comenzaron a presentar gran inestabilidad estructural una vez que las conexiones de las vigas de amarre inferior y superior a las columnas comenzaron a fallar. La falla de dichas conexiones, aunado al gran incremento de peso de las cubiertas de techo en relación con el de las Escuelas Tipo R Reforzadas (con cubiertas de techo con láminas de asbesto-

cemento), y los consecuentes elevados los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ que se originan, son en definitiva los factores decisivos que originan la gran inestabilidad de estas estructuras y los excesivos esfuerzos en los miembros de esta. El inicio de la falla de dichas conexiones de las vigas de amarre ocurre para un desplazamiento del nodo control cercano a los 2cm para un Cortante Basal cercano a las 2 Ton. Lo anterior reafirma lo ya expuesto de lo inapropiadas o ineficientes que pueden llegar a ser este tipo de conexiones, tal y como son consideradas en el presente Trabajo de Investigación, y sus aportes de rigidez o ductilidad sobre el comportamiento global de la estructura es bastante limitado.

Dirección Y: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada sin mampostería no estructural o reforzada (Modelo 2.1 y 3.1) mostró tener una escasa rigidez lateral en la dirección Y (dirección corta) pero si bastante mayor que el modelo sin mampostería (Modelo 1.1), manifestado esto por la mayor capacidad de resistencia global y similar nivel de deformación global en esta dirección. Para este caso, la condición crítica (máximo esperado) de deformación cedente global de la estructura (respecto al nodo control) pudiera estimarse que se encuentra cercana a los 3.5cm ($\delta_{y\text{máx}} \approx 3.5\text{cm}$), correspondiente a todas las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)_{CP}$ y $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)_{CP}$. El cortante basal máximo para la cedencia global de la estructura que pareciera pudiera alcanzar esta estructura ronda las 30.0 Ton ($V_y \approx 30.0$ Ton) lo que contrasta con las 5.2 Ton de las Escuelas Tipo R Tradicional sin mampostería (una capacidad incrementada en aproximadamente unas 5.7 veces); sin embargo, la cedencia de las columnas en su base, otorga un significativo grado de ductilidad global a la estructura. Cabe destacar que para esto último, tanto para el caso de las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)_{CP}$ como para las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)_{CP}$, se presenta una gran degradación de resistencia y rigidez lateral al incursionar la estructura en el rango inelástico. Las conexiones de las columnas a las vigas de carga comenzaron

a fallar para valores próximos al 1.5cm para un nivel de Cortante Basal de 14.0 Ton, lo que contrasta con las 1.0 Ton de las Escuelas Tipo R Tradicional cuando no se considera la mampostería (una capacidad incrementada en aproximadamente unas 14 veces); sin embargo, este sustancial incremento en la capacidad de resistencia global de la estructura debe ser atribuido al empleo de perfiles IPN140 en lugar de IPN100 para las columnas. Por otro lado, la mayor capacidad de resistencia y deformación de los perfiles IPN140 de las columnas respecto de los perfiles IPN100 empleados en las Escuelas Tipo R Tradicional, devenga en una muy reducida variación entre las Curvas de Capacidad o Curvas de “*Pushover*”, que se obtienen de considerar tanto las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ como las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$; y esto se debe a que estos perfiles IPN140 son insuficientes para tolerar las sollicitaciones inducidas por las cargas laterales magnificadas además por los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$.

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con mampostería.

Las Curvas de Capacidad o Curvas de “*Pushover*” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas son similares entre los casos de cubierta de techo con malla expandible tipo “*Riplex*” y los casos de cubierta de techo con láminas de fibro-cemento tipo “*Plycem*”.

Dirección X: tomando en cuenta lo expuesto anteriormente, las conexiones de las vigas de amarre a las columnas son ineficaces y fallan muy prematuramente, sin una incidencia realmente significativa sobre el comportamiento global de las estructuras, por lo que se convino considerar que las vigas de amarre son articuladas en sus extremos, para el caso de la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con mampostería no estructural o reforzada (Modelo 2.2 y 3.2). Estas estructuras mostraron tener una rigidez lateral en la dirección X (dirección larga), mucho

mayor a si no se considera la mampostería, manifestado esto por la reducida capacidad de deformación en esta dirección. Para un valor de desplazamiento del nodo control cercano a 1.5cm y un Cortante Basal de aproximadamente 4 Ton se inicia la cedencia P-M2 de las columnas a nivel de la conexión superior con las bielas equivalentes a las mamposterías sin aberturas, ocurriendo además la falla de la biela equivalente a la mampostería con abertura. Para las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$, este Cortante Basal de 4 Ton se mantiene casi invariable hasta alcanzar aproximadamente los 10cm, lo que puede dar indicios de ser esta la capacidad máxima que puede alcanzar la estructura en cuestión.

Dirección Y: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con mampostería no estructural o reforzada (Modelo 2.3 y 3.3) mostraron tener una rigidez lateral en la dirección Y (dirección corta) bastante mayor que los modelo sin mampostería (Modelo 2.1 y 3.1), manifestado esto por la bastante menor capacidad de deformación en esta dirección. Para este caso, la condición crítica (máximo esperado) de deformación cedente global de la estructura (respecto al nodo control) no quedó bien definida. Para un valor de desplazamiento del nodo control cercano a 1.5cm y un Cortante Basal de aproximadamente 30 Ton se encuentra que fallan las conexiones M3 de Columna-Viga de Carga Eje 1 y entran en cedencia las correspondientes a las columnas de Eje 2 que carecen de bielas equivalentes, se inicia la Cedencia P-M3 de Columnas a nivel de la conexión inferior con bielas equivalentes en el Eje 2, y se inicia además la Falla P de las bielas equivalentes a la mampostería no estructural o reforzada.

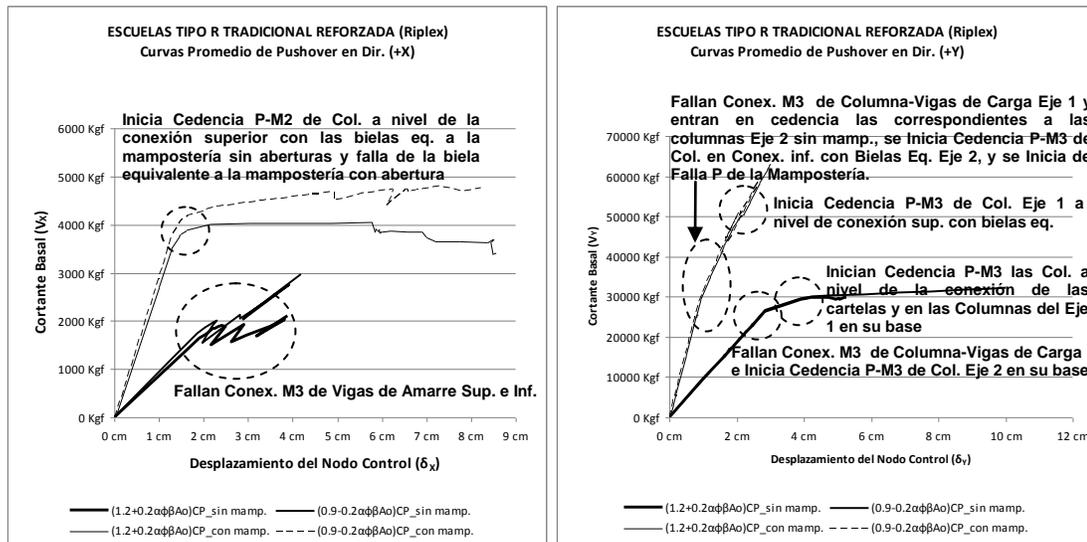


Figura 188. Curvas Promedio de los “Pushover” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”) con y sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 2.1, 2.2, y 2.3.

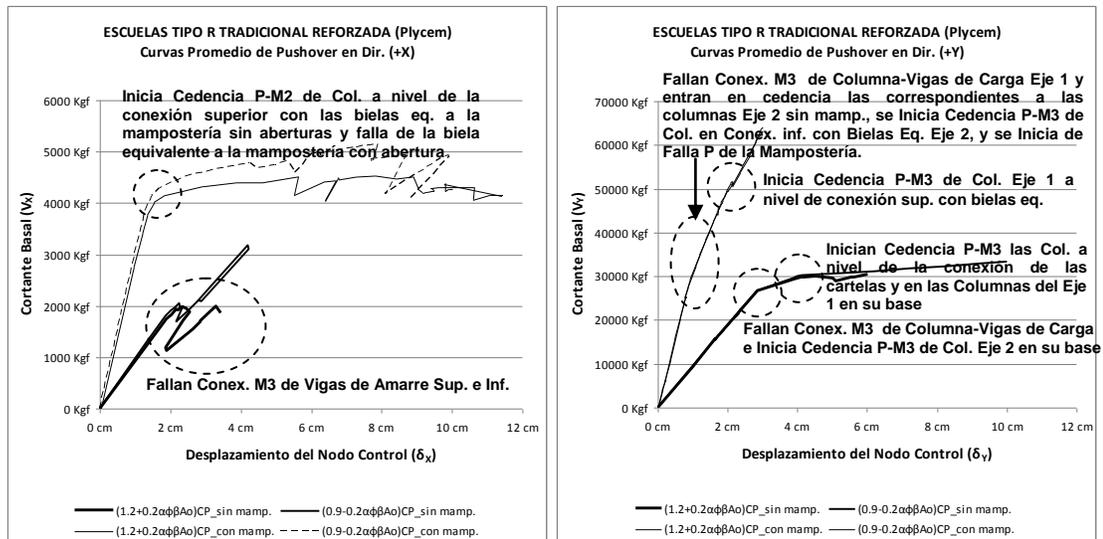


Figura 189. Curvas Promedio de los “Pushover” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con láminas de fibro-cemento tipo “Plycem”) con y sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 3.1, 3.2, y 3.3.

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“*Riplex*”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y sin considerar la mampostería no estructural o reforzada.

Dirección X: la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales y sin mampostería no estructural o reforzada (Modelo 4), demostró como era de esperarse, un dramático incremento de la rigidez lateral en la dirección X (dirección larga), manifestado esto por un enorme incremento en el Cortante Basal y una reducida capacidad de deformación en esta dirección. Para un valor de desplazamiento del nodo control cercano a 0.14cm y un Cortante Basal de aproximadamente 17 Ton se inicia la cedencia P del par de arriostramientos diagonales inferiores que se encuentran en compresión. Seguidamente, para un valor de desplazamiento del nodo control cercano a 0.6cm y un Cortante Basal de aproximadamente 40 Ton ocurre la Falla P del par de arriostramientos diagonales inferiores que se encuentran en compresión, lo que ocasiona el inicio de la cedencia P-M2 las Columnas B1 y B2 tanto en su base como a nivel de la conexión de la viga de amarre inferior. Sin embargo, a pesar de la falla del arriostramiento anterior, la estructura es capaz de seguir incrementando su capacidad sin una variación sustancial.

Dirección Y: en esta dirección, el comportamiento es análogo al de la estructura del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada con mampostería no estructural o reforzada (Modelo 2.3 y 3.3).

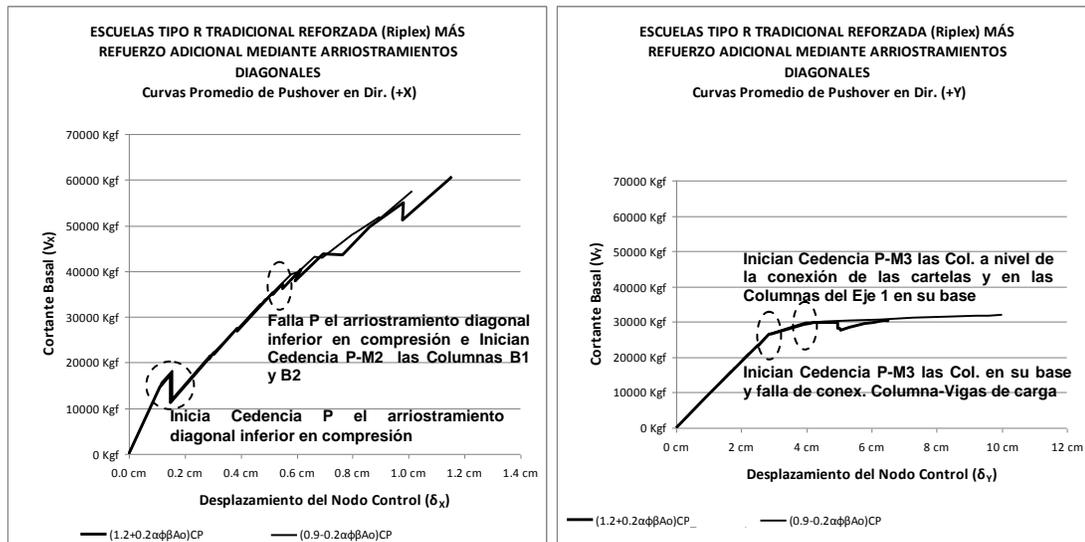


Figura 190. Curvas Promedio de los “Pushover” efectuados a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.

IV.3 Puntos de Desempeño Sísmico.

De los modelos elaborados en el presente Trabajo de Investigación para representar las Escuelas Tipo R con y sin mampostería, solo para los modelos correspondientes a las Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) se pudo lograr obtener puntos de desempeño obtenidos de aplicar el Procedimiento C del *Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad* (FEMA 440), y según la demanda sísmica considerada en ambas direcciones principales simultáneamente; así como también, para la propuesta de reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (*Riplex*) mediante arriostramientos diagonales en la dirección X (larga) y sin mampostería.

Particularmente, para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (con cubierta de techo con malla expandible tipo "*Riplex*" y con láminas de fibrocemento tipo "*Plycem*"), solo pudieron obtenerse puntos de desempeño en la dirección Y (corta); de aquí que se consideró que no son capaces de desempeñarse adecuadamente ante las acciones impuestas por las demandas sísmicas consideradas, y por lo tanto no se efectuaron los ADL correspondientes a estas estructuras.

Con la propuesta de reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (*Riplex*) sin mampostería, se pretende incrementar dramáticamente la rigidez lateral de la estructura en la dirección X (larga), y poder verificar si con ello la estructura se vuelve competente sísmicamente hablando; y de no ser así, pueden identificarse qué otros problemas impiden que dicha estructura se desempeñe adecuadamente ante la acción de un eventual sismo, al quedar solventada la deficiencia en la rigidez lateral en cuestión. El objetivo de este modelo con refuerzo adicional no es otro que tener una referencia que sirva de ayuda para poder establecer una adecuación estructural práctica y eficiente de este tipo de escuelas; y

consecuentemente, también para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (*Plycem*) por poseer una cubierta de techo más liviana.

Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem)

De los resultados obtenidos de los puntos de desempeño pudo notarse que ciertamente los modelos con bielas equivalentes incrementaron sustancialmente la rigidez lateral de los modelos.

En la dirección X (larga) el Cortante Basal (V_x) para los modelos con bielas equivalentes alcanzó niveles superiores que en los modelos sin estas bielas; más aún, en los modelos sin mampostería, los puntos de desempeño básicamente se presentaron cuando la estructura deja de comportarse elásticamente y dentro de un rango más o menos uniforme del Cortante Basal (V_x), entre 2.5 Ton y 3 Ton, y alcanzando grandes niveles de deformación (desplazamiento del nodo control superior a los 7cm y hasta un máximo cercano a los 25cm). Pero cuando se considera la mampostería en dir. X, los puntos de desempeño se presentaron cuando la estructura aún se comporta de manera elástica, logrando alcanzar para la mínima y máxima demanda sísmica (Z.S. 3 y 7) un valor de Cortante Basal (V_x) cercano a las 2.7Ton y 5 Ton respectivamente, y alcanzando un nivel de deformación mucho menor que cuando no se considera la mampostería (desplazamiento del nodo control cercano a 1cm y a 4cm, respectivamente).

En cambio, en la dirección Y (corta) el Cortante Basal (V_y) para los modelos con bielas equivalentes alcanzó niveles algo inferiores que en los modelos sin estas bielas. En los modelos sin mampostería, cuando se consideraron las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ los puntos de desempeño básicamente se presentaron cuando la estructura incipientemente deja de comportarse elásticamente, y dentro de un rango del Cortante Basal (V_y), entre 6 Ton y 8 Ton, y alcanzando grandes niveles de deformación (desplazamiento del nodo control superior a los 5cm y hasta un máximo cercano a los 8cm). Mientras que cuando se consideraron las

condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ los puntos de desempeño básicamente se presentaron cuando la estructura se comporta elásticamente y dentro de un rango más amplio del Cortante Basal (V_y), entre 3 Ton y 8 Ton, y alcanzando menores niveles de deformación (desplazamiento del nodo control superior a 1cm y hasta un máximo cercano a los 3.2cm) que cuando se consideraron las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$. De aquí que en términos de la capacidad de resistencia global de la estructura sin mampostería, representado por el Cortante Basal (V_y), la condición crítica parece ser para las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$; a pesar de que al considerar las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ resultó en una sustancial reducción de rigidez lateral de la estructura. Por su parte, cuando se consideró la mampostería en la dirección Y (corta) de estos modelos, los puntos de desempeño básicamente se presentaron cuando la estructura se comporta elásticamente y dentro de un rango del Cortante Basal (V_y), entre 3 Ton y 6 Ton, y alcanzando menores niveles de deformación aún menores (desplazamiento del nodo control mucho menor que 1cm) que cuando se consideró la mampostería.

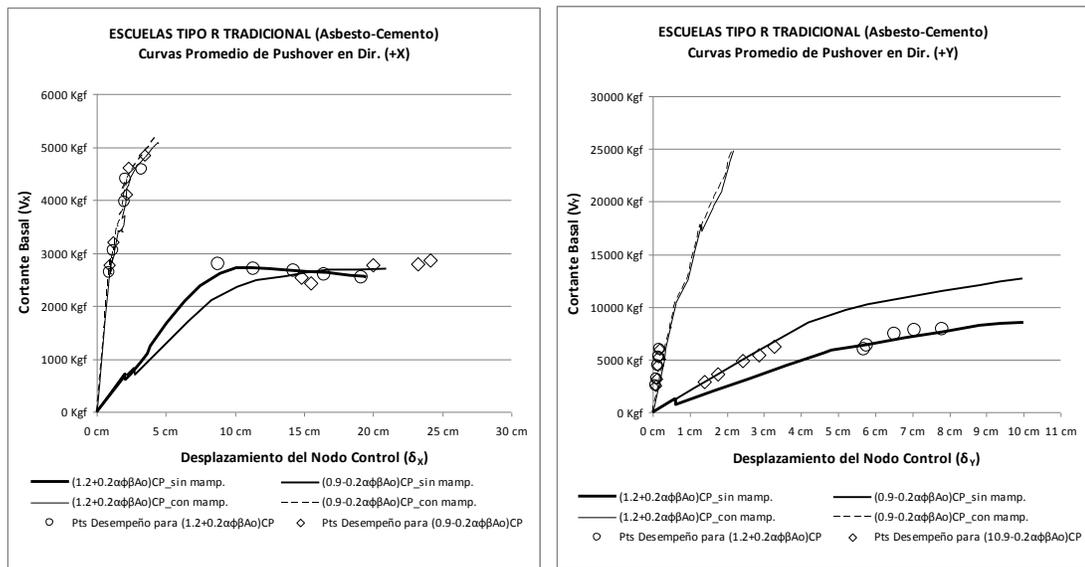


Figura 191. Puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

Nota: los puntos de desempeño van de izq. a der. según la zona sísmica considerada (3 a 7, respectivamente).

De acuerdo a los valores máximos de ductilidad “ μ ”, obtenidos de considerar para las dos condiciones iniciales los promedios entre patrones de cargas laterales, se apreció que la mampostería induce una reducción en los valores de ductilidad propia de la estructura.

Dado que los puntos de desempeño de la estructura, sin mampostería en la dirección X (larga), se encontraron cuando esta se encuentra básicamente bajo un comportamiento global de cedencia casi perfectamente en el rango plástico (sin rigidez), los valores de ductilidad “ μ ” obtenidos tendieron a un valor uniforme aproximado de “ $\mu=3.6$ ” (debido a que las columnas han entrado en cedencia por solicitaciones de momentos en su base). Al considerar la mampostería, se logró una reducción de los valores de ductilidad “ μ ” propios de la estructura; sin embargo, esta tendencia disminuye en la medida que se incrementa la demanda sísmica, específicamente una reducción alrededor del 78% para la Z.S.=3 hasta

alcanzar una reducción alrededor del 12% para la Z.S.=7. Esto último en razón a que la mampostería indujo la cedencia por solicitaciones de momentos en las columnas justo sobre las mamposterías.

No obstante, para la estructura sin mampostería en la dirección Y (corta), los valores de ductilidad " μ " obtenidos no tendieron a un valor uniforme; sino que por el contrario, partiendo de un valor elevado aproximado de " $\mu=15.8$ " para Z.S.=3, fueron decreciendo hasta tender a un valor " $\mu=6.7$ " para Z.S.=7. Y al considerar la mampostería, se logró una reducción de los valores de ductilidad " μ " propios de la estructura; con una tendencia a un valor uniforme de " $\mu=1.0$ " (la estructura respondió fundamentalmente en el rango elástico) independientemente de la demanda sísmica. Específicamente para la Z.S.=7 se logró una reducción alrededor del 85% de la ductilidad " μ " propia de la estructura.

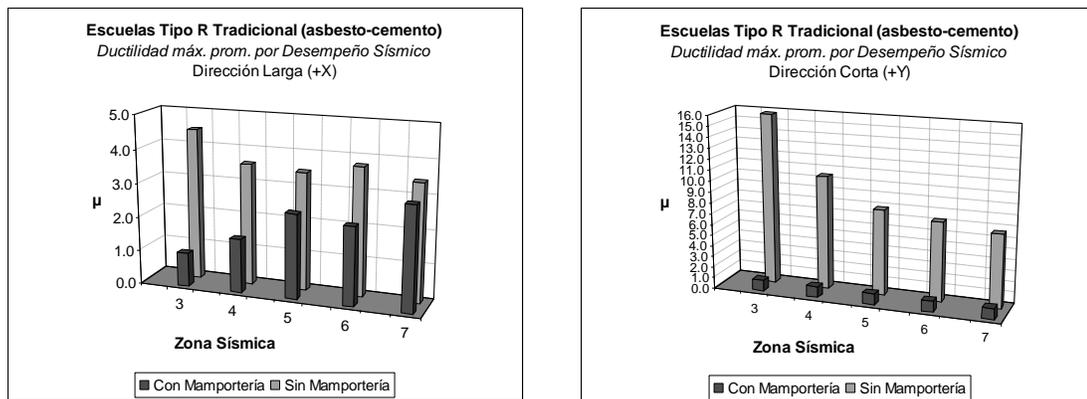


Figura 192. Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de ductilidad " μ " (valores máximos para las dos cond. iniciales de los promedios entre patrones de cargas laterales) por desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

Para estimar de forma cuantitativa el incremento de rigidez lateral que induce la mampostería sobre la estructura se convino establecer, como índice de referencia, el cociente entre la rigidez (secante: V/δ) lateral relativa

con mampostería y sin mampostería, relativo a los valores correspondientes de los puntos de desempeño respectivos ($K_{sec,mamp}/K_{sec}=(V/\delta)_{mamp}/(V/\delta)$).

Para la dirección X (larga) se observó una clara tendencia a un índice de 10 en la medida que se incrementa la demanda sísmica; es decir, que pudiera asumirse de forma conservadora que $(V_x/\delta_x)_{mamp}/(V_x/\delta_x)\approx 10$. Además se observa que para el mayor nivel de cargas gravitatorias (Cond. Inicial $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$) se obtiene el menor incremento de rigidez.

En cambio, en la dirección Y (corta), se observó una clara tendencia a un índice promedio de 16 en la medida que se incrementa la demanda sísmica cuando se consideraron las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$, mientras que para las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$ se observó una clara tendencia a un índice promedio de 31. El mayor índice encontrado para las mayores cargas gravitatorias, condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$, obedece a que el efecto de arqueado de las columnas, en sentidos opuestos en el plano de los pórticos en dirección Y (corta), colabora en contrarrestar la acción de las cargas laterales impuestas.

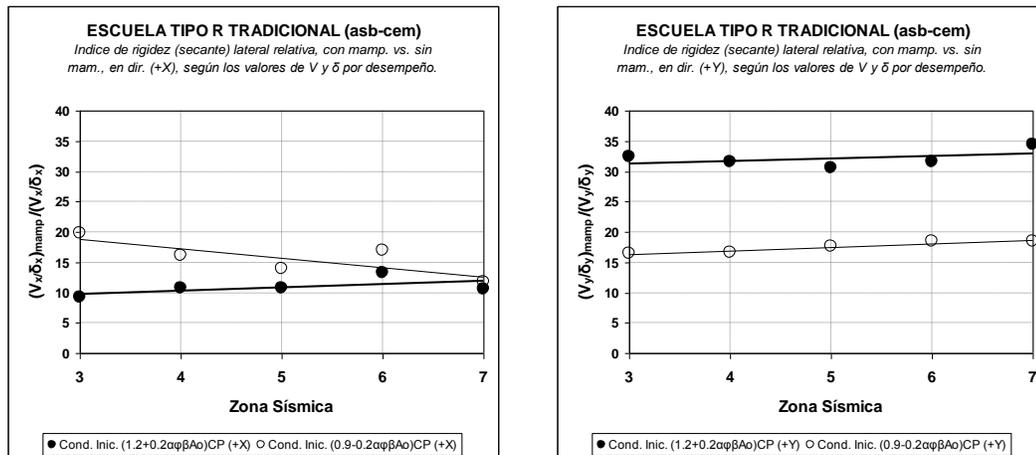


Figura 193. Líneas de Tendencia Lineal de los Índices de rigidez (secante: V/δ) lateral relativa de los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), con mampostería respecto a sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

El Factor de Reducción (R) del espectro de demanda elástica es un indicador del grado de disipación de energía que puede desarrollar la estructura mediante un comportamiento global dúctil. De aquí que pudo observarse que para los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional, solo en la dirección X (larga) la estructura requirió disipar energía mediante un comportamiento dúctil para lograr alcanzar el desempeño sísmico requerido; mientras que, en la dirección Y (corta) básicamente logró alcanzar el desempeño sísmico requerido dentro del rango de comportamiento global elástico ($R_Y = R_Y^* = 1$). Específicamente para estos modelos en la dirección X (larga) se encontró que la estructura es capaz de alcanzar un valor de Factor de Reducción ($R_X = 2$) sin considerar la mampostería. Cuando se considera la estructura con mampostería, es capaz de alcanzar un valor de Factor de Reducción ($R_X^* = 1.3$). Básicamente, se encontró para estos modelos en la dirección X (larga) que la mampostería indujo una reducción promedio no menor al 20% (para cond. inicial $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ hasta un máximo promedio del 25% (para cond. inicial $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ del Factor de Reducción (R_X) sin mampostería; es decir, en términos generales $(0.75R_X \leq R_X^* \leq 0.8R_X)$.

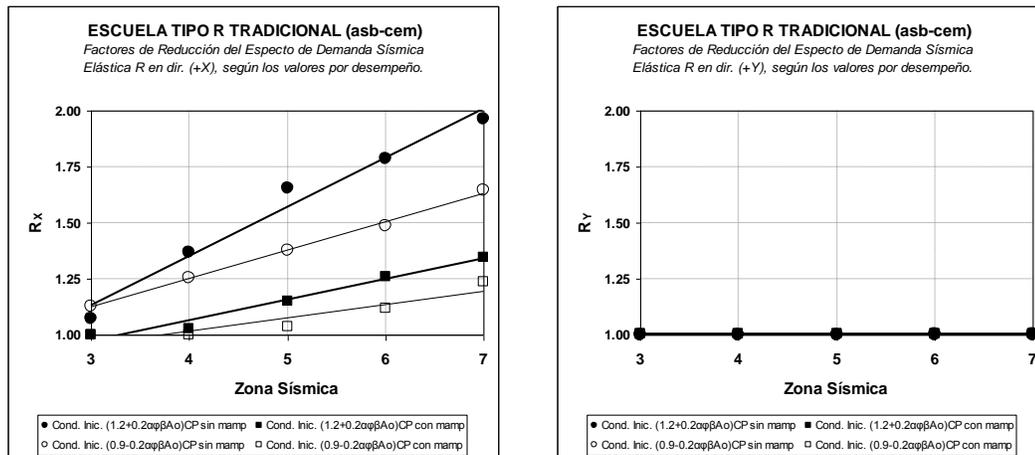


Figura 194. Líneas de Tendencia Lineal de los Factores de Reducción (R) de los Espectros de Demanda Sísmica Elástica, según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

El desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional sin mampostería, en términos del Cortante Basal (V), es superior en la dirección Y (corta) que en la dirección X (larga); sin embargo, cuando se considera la mampostería, la variación entre ambas direcciones es mucho más reducida. En promedio, el Cortante Basal la dirección X (larga), cuando no se considera la mampostería, alcanza un valor cercano a las 2.7Ton independientemente de la amenaza sísmica (Z.S.) considerada; lo cual pone de manifiesto de nuevo la escasa rigidez lateral de la estructura en dicha dirección. Se observó también que a diferencia de lo que ocurre en la dirección X (larga), el Cortante Basal la dirección Y (corta) fue muy superior cuando se consideraron las mayores cargas gravitatorias (para cond. inicial $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$), lo cual de nuevo pone en evidencia que el efecto de arqueo de las columnas, en sentidos opuestos en el plano de los pórticos en dirección Y (corta), colabora en contrarrestar la acción de las cargas laterales impuestas en términos del Cortante Basal (V_Y).

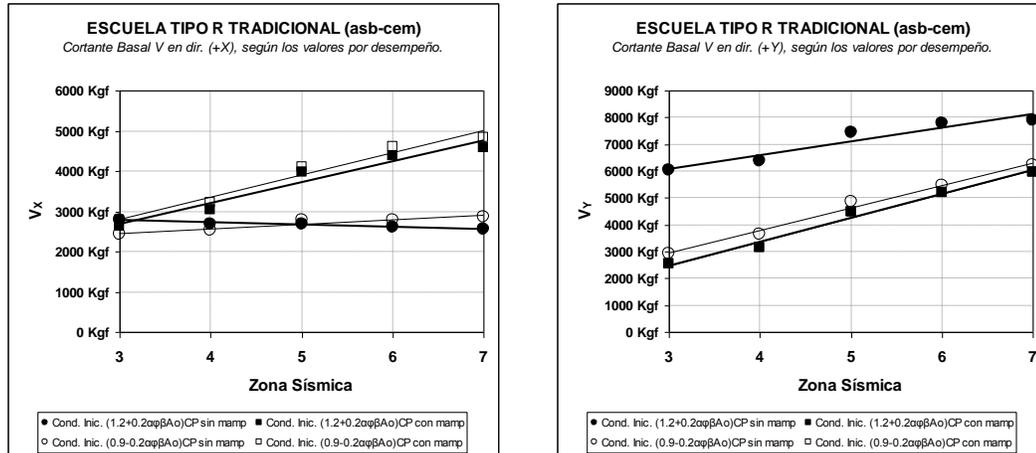


Figura 195. Líneas de Tendencia Lineal de las Cortantes Basales (V), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

Solo los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional con mampostería fueron capaces de alcanzar un desempeño sísmico, tanto en la dirección X (larga) como en la dirección Y (corta), que no excediera el límite normativo de deriva relativa ($\delta/h \leq 12\%$). Considerar la mampostería en los modelos logró reducir aproximadamente, en promedio, no menos del 90% la deriva relativa del modelo sin mampostería; es decir, $(\delta/h)_{mamp} > (0.1\delta/h)$. Los niveles mayores de deriva relativa se encontraron para el modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional sin mampostería en la dirección X (larga); tanto así, que al considerar las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ la estructura necesito desarrollar una deriva relativa de $(\delta_x/h \approx 40\%)$ para alcanzar el desempeño sísmico para la menor amenaza sísmica ($Z.S.=3$), hasta llegar a una deriva relativa de $(\delta_x/h \approx 65\%)$ para alcanzar el desempeño sísmico para la mayor amenaza sísmica ($Z.S.=7$). Sin duda alguna, la escasa rigidez lateral que mostró la estructura del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional (sin mampostería) en la dirección X (larga),

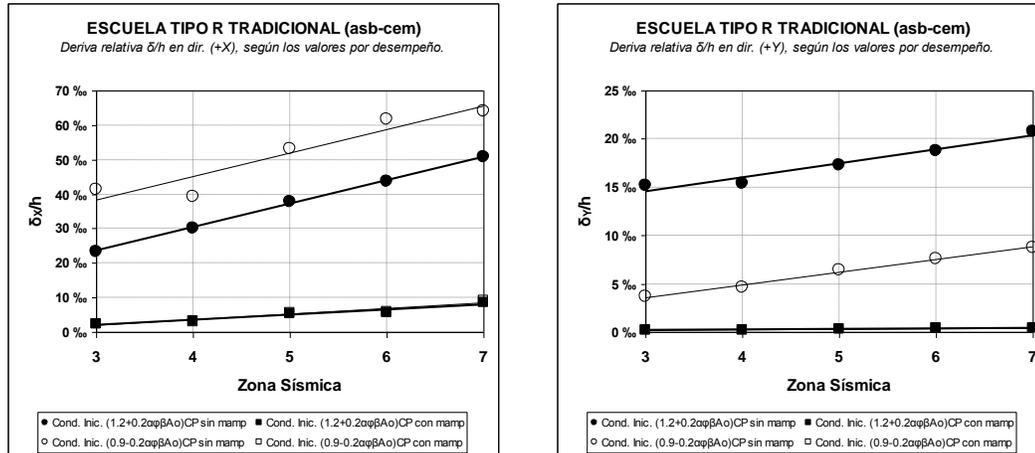


Figura 196. Líneas de Tendencia Lineal de las Derivas Totales Relativas (δ/h), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

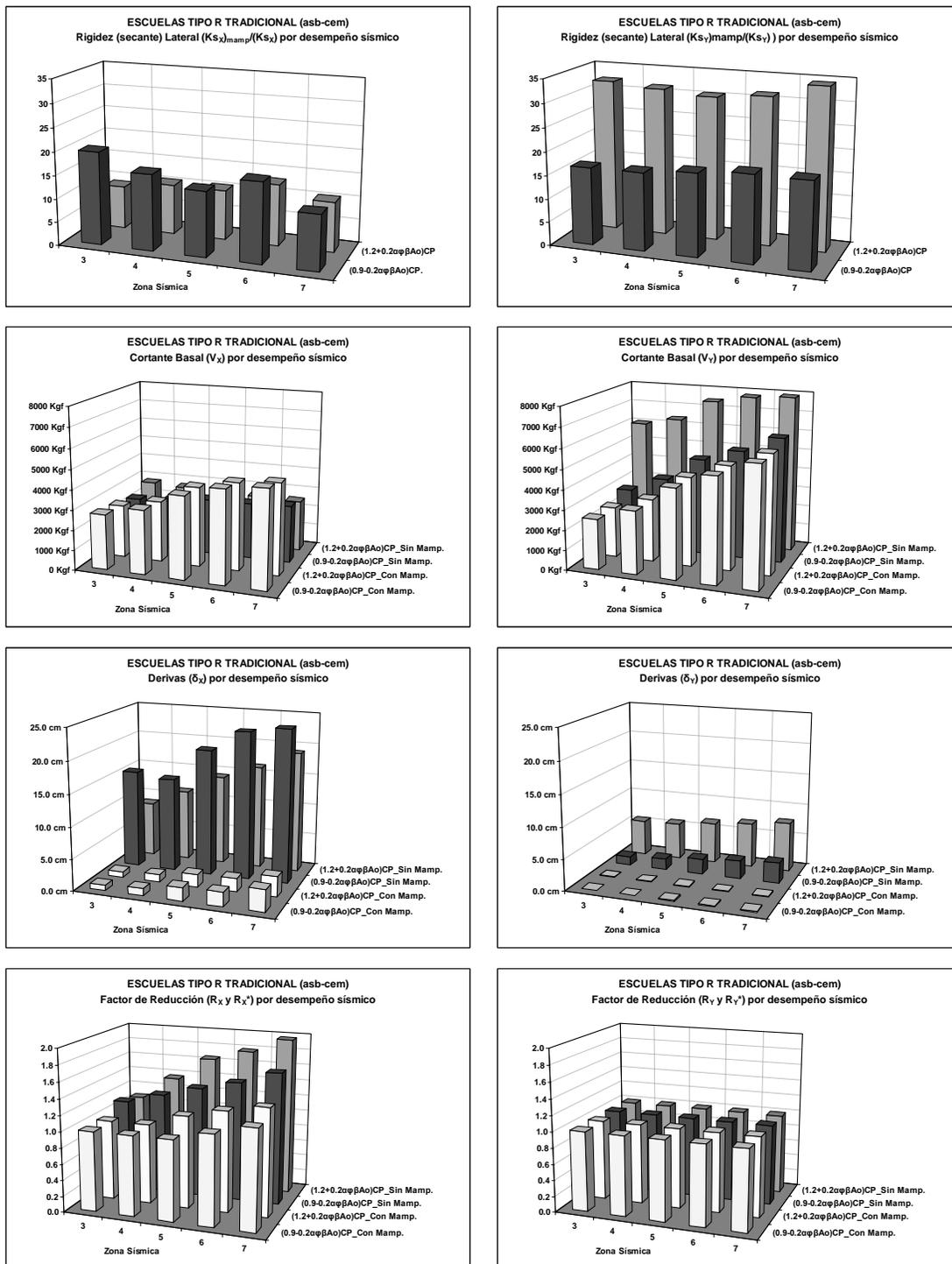


Figura 197. Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), sin mampostería y con mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 1.1, 1.2 y 1.3.

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y sin considerar la mampostería no estructural o reforzada. Modelo 4.

De los resultados obtenidos de los puntos de desempeño pudo notarse que ciertamente el modelo tiene en la dirección X (larga) una rigidez lateral mucho mayor que en la dirección Y (corta), gracias a la inclusión de los refuerzos adicionales mediante los arriostramientos diagonales, y muy superior a la de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem). Estableciendo ahora un índice de Rigidez (secante) Lateral relativa, $(Ks)_{REF.+ADIC.}/(Ks)_{TRAD.}$, por desempeño sísmico, se observa que la inclusión de este refuerzo adicional en la dirección X proporciona un índice mayor a 300; es decir, una rigidez muy superior al de las Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem). Sin embargo, en la dirección Y (corta) este índice es algo moderado, un índice no menor a 4.

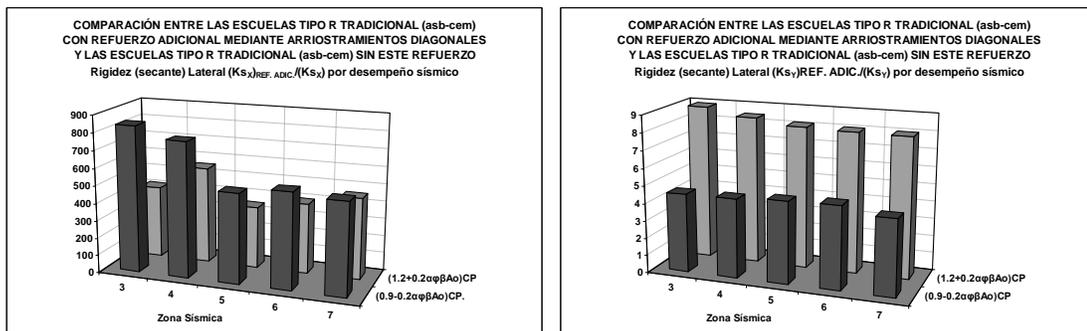


Figura 198. Comparación mediante gráficos de barra de los índices de Rigidez (secante) Lateral relativa, $(Ks)_{REF.+ADIC.}/(Ks)_{TRAD.}$, por desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo de asbesto-cemento), ambos sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelos 4 y 1.1, respectivamente.

Particularmente, en la dirección X (larga) el Cortante Basal (V_x) para este modelo alcanzó niveles superiores que en el modelo de las Escuelas

Tipo R Tradicional (asb-cem) sin mampostería, más o menos unas 10 veces superior. Dado que los arriostramientos no ha entrado en cedencia por tracción (P), para los puntos hallados de desempeño, pareciera que la estructura continúa comportándose globalmente de forma elástica; sin embargo, puesto que los arriostramientos diagonales inferiores si han entrado en cedencia por compresión (P) para Z.S.=(3,4,5) y fallado para Z.S.=(6,7), al invertirse el sentido de la carga lateral en dirección X (larga), la capacidad de la estructura se verá disminuida al desarrollar en este caso un comportamiento dúctil que no está reflejado en la Curva de Capacidad “*Pushover*”. Para lograr considerar lo anterior sería necesario desarrollar un análisis que considere ciclos de inversión del sentido de las carga (*histéresis*); no obstante, el ya incrementado Cortante Basal (V_x) de estos modelos más la subsecuente disipación de energía por ductilidad proporcionada por los arriostramientos diagonales inferiores que han entrado en cedencia por compresión (P). En pocas palabras, la estructura con seguridad seguiría siendo competente para las acciones sísmicas en la dirección X. El rango de valores alcanzados para el Cortante Basal (V_x) por desempeño es cercano a 10 Ton para Z.S.=3 hasta 50 Ton para Z.S.=7. Los niveles de deformación alcanzados son realmente pequeños, como era de esperarse (desplazamiento del nodo control superior desde 0.1 cm y hasta un máximo cercano a 1.0 cm). Dado que la Curva de Capacidad “*Pushover*” en la dirección X (larga) no presentó grandes variaciones al considerar las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ o $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$, del mismo modo se encontró en general pequeñas variaciones de los puntos de desempeños entre ambas condiciones iniciales.

En cambio, en la dirección Y (corta) la situación para el Cortante Basal (V_y) es similar a lo obtenido para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“*Riplex*”) sin mampostería, como era de esperarse. Dado que la Curva de Capacidad “*Pushover*” en la dirección Y (corta) tampoco presentó grandes variaciones al considerar las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$ o $(0.9-$

$0.2\alpha\phi\beta A_o$)CP, del mismo modo se encontró en general pequeñas variaciones de los puntos de desempeños entre ambas condiciones iniciales. Básicamente, los puntos de desempeño para las demandas sísmicas correspondiente a Z.S.=(3,4,5), se obtuvieron mientras la estructura aún se comporta de manera elástica; mientras que para las demandas sísmicas correspondiente a Z.S.=(6,7), se obtuvieron cuando la estructura comienza a comportarse de manera dúctil. El efecto de arqueado de las columnas, en sentidos opuestos en el plano de los pórticos en dirección Y (corta), deja de colaborar significativamente en contrarrestar la acción de las cargas laterales impuestas, lo que indica que la acción conjunta del mayor momento de inercia en el eje fuerte de los perfiles IPN140 y la inclusión de cartelas y tensores aportan la rigidez suficiente para limitar este efecto.

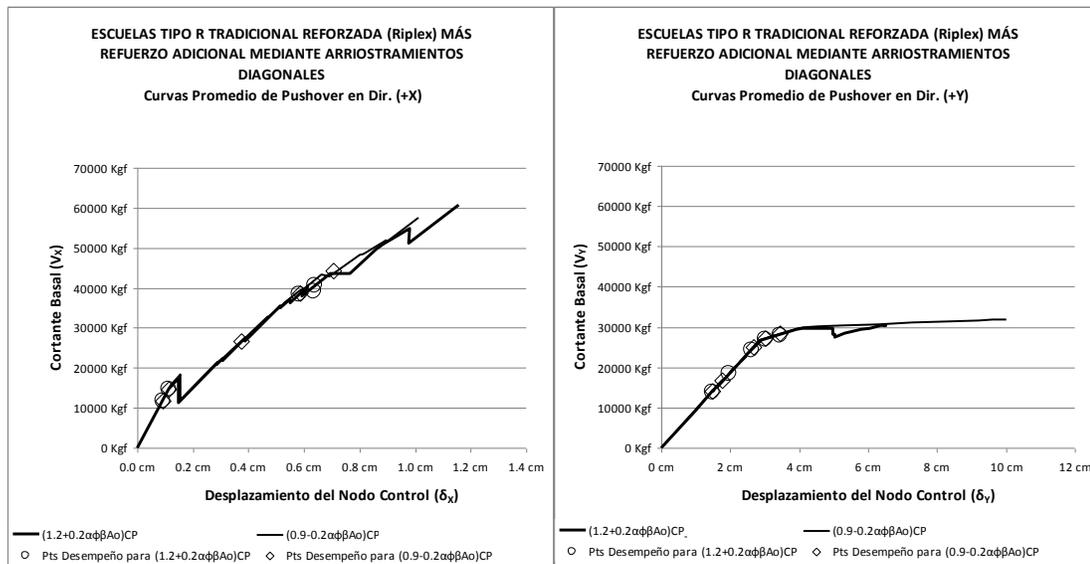


Figura 199. Puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.

Nota: los puntos de desempeño van de izq. a der. según la zona sísmica considerada (3 a 7, respectivamente).

Considerando nuevamente los valores máximos de ductilidad “ μ ”, obtenidos de considerar para las dos condiciones iniciales los promedios

entre patrones de cargas laterales, se encontró que la estructura, sin mampostería en la dirección X (larga), alcanzó valores de ductilidad igual a " $\mu=1.0$ " para las demandas sísmicas de Z.S.=3,4, lo que implica que la estructura se encuentra básicamente bajo un comportamiento global en el rango elástico; sin embargo, para las demandas sísmicas de Z.S.=5,6,7, los valores de ductilidad tendieron a un valor uniforme aproximado de " $\mu=8.9$ ". Este brusco incremento en el valor de ductilidad más allá de Z.S.=4, obedece a que un par de arriostramientos diagonales inferiores han entrado en cedencia por compresión.

No obstante, para la estructura sin mampostería en la dirección Y (corta), los valores de ductilidad " μ " obtenidos si tendieron a un valor uniforme aproximado de " $\mu=1.6$ " independientemente de la demanda sísmica; aún cuando las columnas han entrado en cedencia por solicitaciones a momento, debido a la acción de arriostramiento efectivo que las cartelas laterales y los tensores centrales inducen sobre la estructura en dicha dirección.

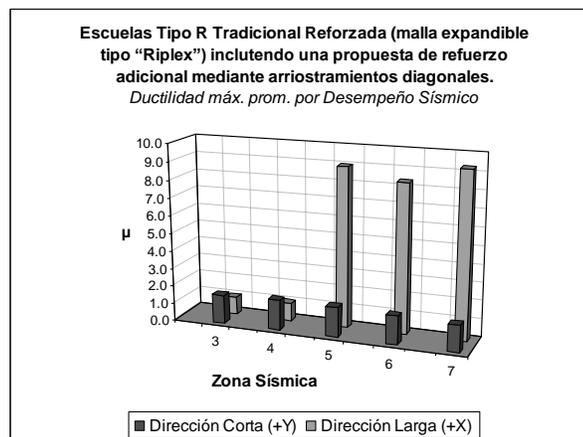


Figura 200. Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de ductilidad " μ " (valores máximos para las dos cond. iniciales de los promedios entre patrones de cargas laterales) por desempeño sísmico de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo "Riplex"), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga) y en la dirección Y (corta). Modelo 4.

El Factor de Reducción (R) del espectro de demanda elástica es un indicador del grado de disipación de energía que puede desarrollar la estructura mediante un comportamiento global dúctil. De aquí que pudo observarse que para el modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“*Riplex*”) incluyendo la propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y sin considerar la mampostería no estructural o reforzada, básicamente logró alcanzar el desempeño sísmico requerido dentro del rango de comportamiento global elástico ($R_Y = R_Y^* = 1$) tanto en la dirección X (larga) como en la dirección Y (corta), e independientemente de las condiciones iniciales impuestas.

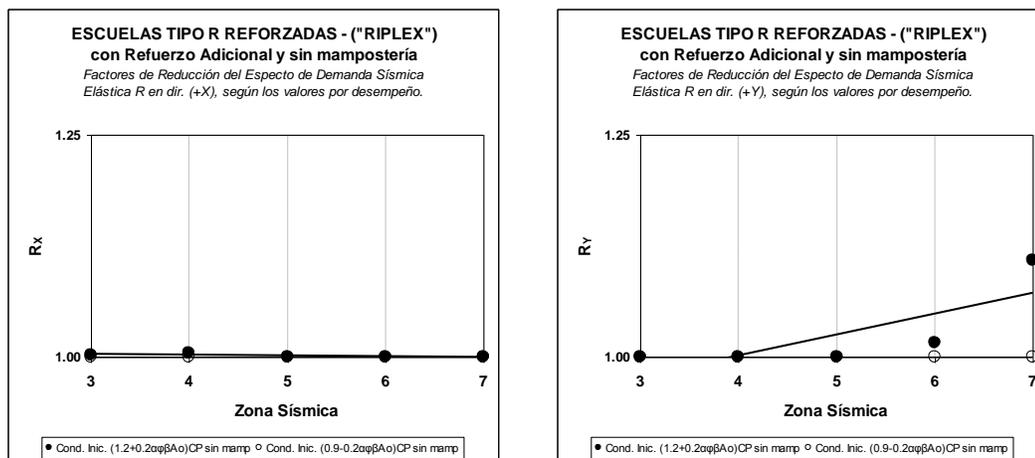


Figura 201. Líneas de Tendencia Lineal de los Factores de Reducción (R) de los Espectros de Demanda Sísmica Elástica, según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “*Riplex*”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.

El desempeño sísmico de este modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“*Riplex*”) incluyendo la propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, en términos del Cortante Basal (V), es en general superior en la dirección X (larga) que en la dirección

Y (corta); a diferencia de lo que ocurre con las Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem).

La tendencia lineal de los valores de Cortante Basal tanto en la dirección X (larga) como en la dirección Y (corta) resultan ser bastante próximos al considerar ambas condiciones iniciales.

De forma estimada, el Cortante Basal la dirección X (larga) logró alcanza un valor máximo de desempeño cercano a las 45 Ton para Z.S.=7. Por su parte, el Cortante Basal la dirección Y (corta) logró alcanza un valor máximo de desempeño cercano a las 30 Ton para Z.S.=7, demostrando también la gran rigidez que posee en esta dirección.

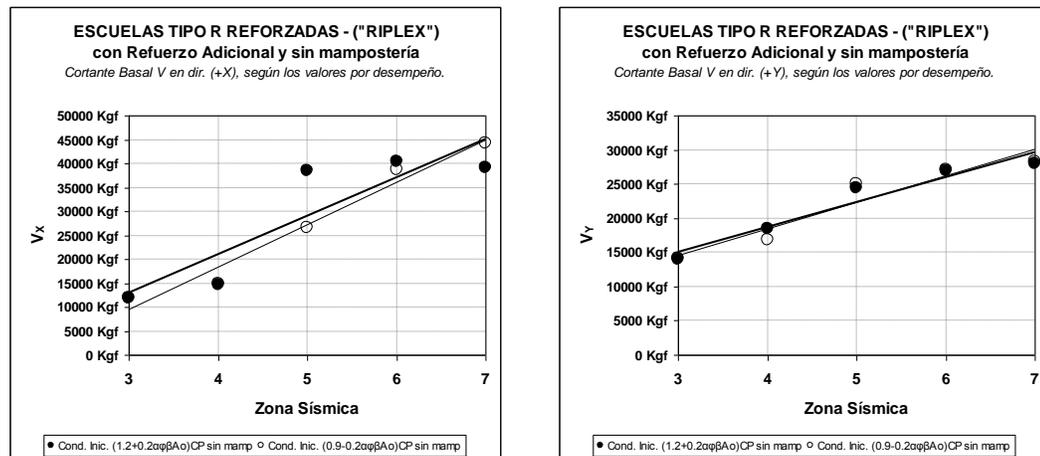


Figura 202. Líneas de Tendencia Lineal de las Cortantes Basales (V), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo "Riplex"), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.

El desempeño sísmico de este modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas ("Riplex") incluyendo la propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, en términos de la deriva relativa (δ/h), es en general superior en la dirección Y (corta) que en la dirección X (larga); a diferencia de lo que ocurre con las Escuelas Tipo R

Tradicional (asb-cem). El desempeño tanto en la dirección X (larga) como en la dirección Y (corta) no excedieron el límite normativo de deriva relativa ($\delta/h \leq 12\%$).

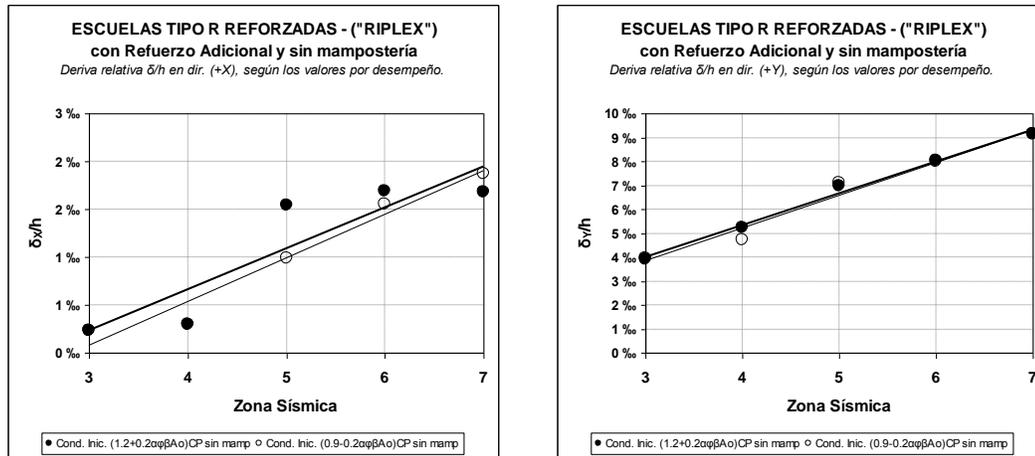


Figura 203. Líneas de Tendencia Lineal de las Derivas Totales Relativas (δ/h), según los valores obtenidos de los puntos de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.

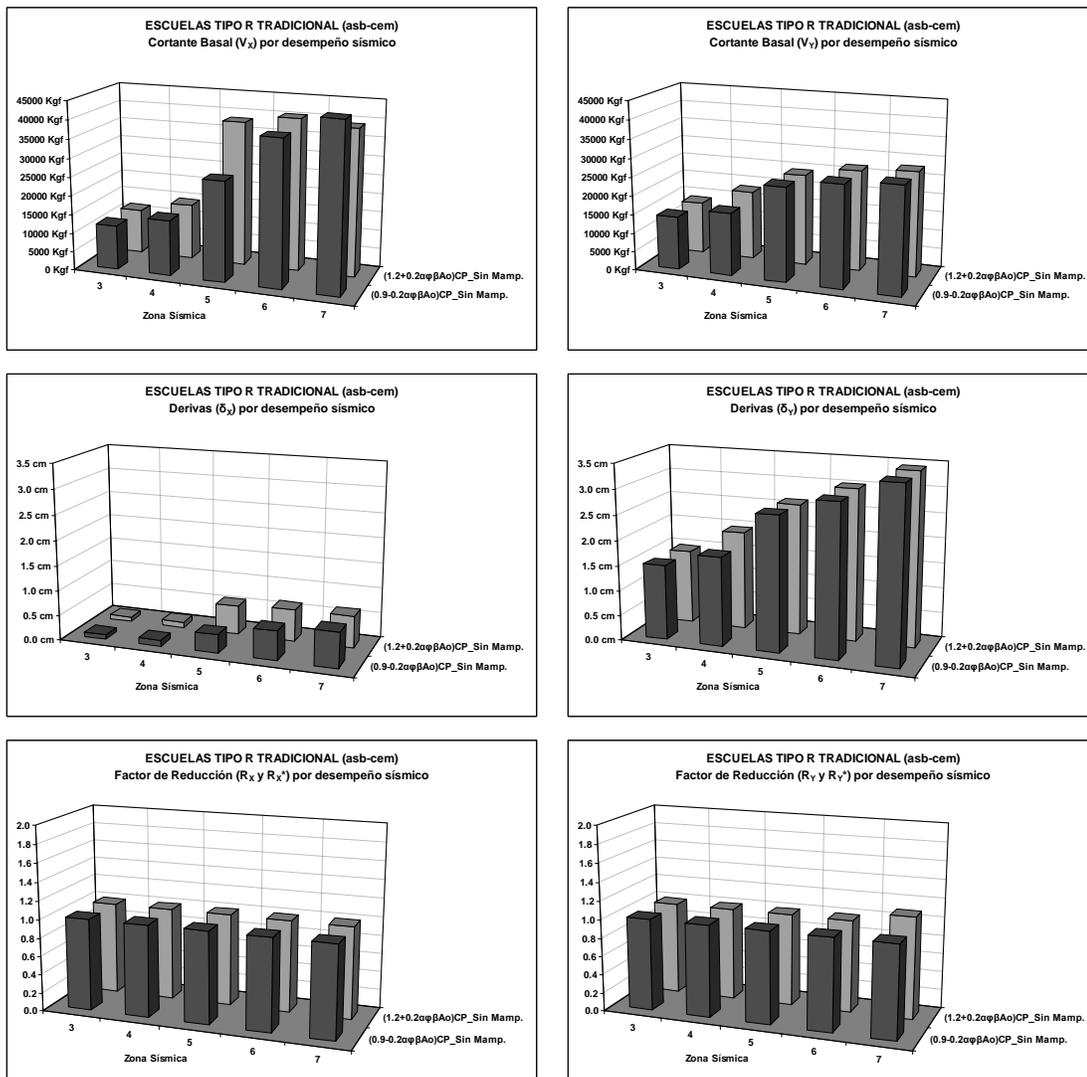


Figura 204. Comparación mediante gráficos de barra de los distintos valores de desempeño sísmico del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.). Modelo 4.

Con estos resultados de los AENL de la propuesta de reforzamiento adicional, mediante arriostramientos diagonales, de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Riplex”), pareciera estar arrojando resultados aceptables de desempeño sísmico; sin embargo, resta aún verificar la respuesta dinámica de las mismas.

IV.4 Respuesta Modal.

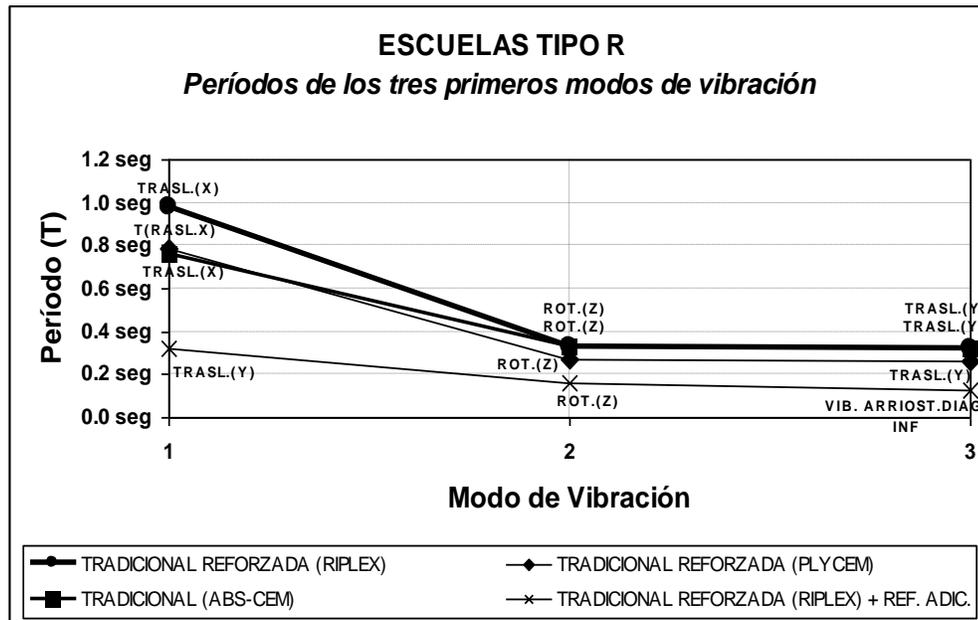


Figura 205. Períodos de los tres primeros modos de vibración de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex” y con láminas de fibro-cemento “Plycem”), y de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”) incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, todos sin mampostería. Modelos 1.1, 2.1, 3.1 y 4.

Los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem) y Tradicional Reforzadas (“Plycem” y “Riplex”) sin mampostería, mostraron un claro desacoplamiento entre los tres primeros modos de vibración. Para los modelos anteriores se obtuvo que el modo de vibración principal es *Traslacional* en la dirección X (larga); mientras que, para el modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Riplex”), incluyendo la propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, el modo de vibración principal es efectivamente *Traslacional* pero ahora en la dirección Y (corta). De hecho, el período fundamental de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Riplex”) se redujo en un 67% con esta propuesta de reforzamiento.

IV.5 Respuesta Dinámica (ADL), y comparación con la respuesta según los puntos de desempeño (AENL).

Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem)

De la respuesta dinámica del modelo de Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem) sin bielas equivalentes (Modelo 1.1), pero considerando la mampostería mediante los Factores de Reducción Equivalente (R^*), y recordando que las derivas totales (δ) se obtienen de las derivas elásticas (δ_e) obtenidas de los ADL según ($\delta=0.8R\delta_e$, para R o $R^*\geq 1.25$; y $\delta_x=\delta_{eX}$, para $1\leq R$ o $R^*<1.25$), se obtuvo que las demandas sísmicas mayores en términos del Cortante Basal (V) fueron superiores en la dirección Y (corta) y sin llegar a excederse en ningún caso el límite normativo de deriva total relativa ($\delta/h\leq 12\%$); mientras que en la dirección X (larga) sí se excedió en todos los casos el límite normativo de deriva total relativa ($\delta/h\leq 12\%$). Las mayores demandas en la dirección X (larga) en términos del Cortante Basal (V_x) se presentó cuando se consideró la mampostería (R_x^* y R_y^* para las Envolventes de los Espectros de Demanda Reducida), y en general para las combinaciones con menor nivel de cargas gravitatorias, $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP+S_H$. Por su parte, en la dirección Y (corta) con y sin mampostería (R y R^*), las demandas en términos del Cortante Basal (V_y) y de la deriva total relativa (δ/h) resultaron idénticas para cada amenaza sísmica (Z.S.), debido fundamentalmente a que ($R_Y=R_Y^*=1$).

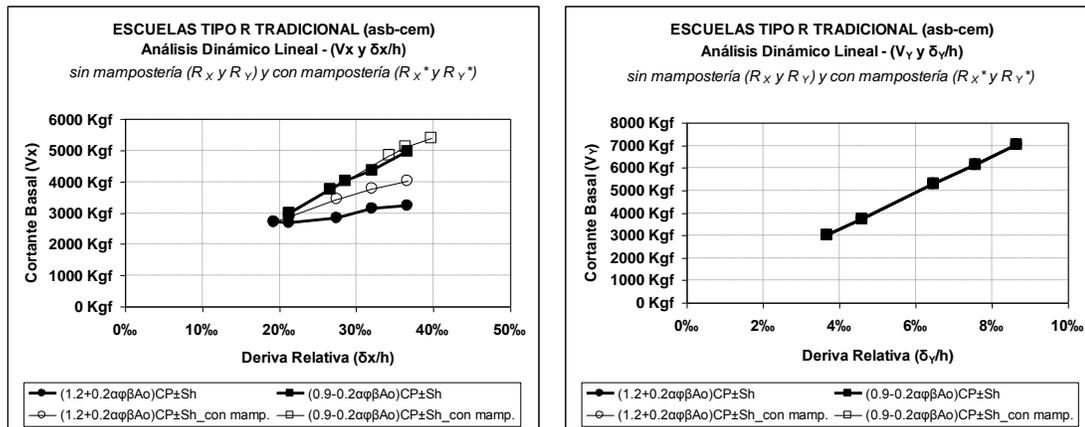


Figura 206. Variación en dirección X (larga, a la izq.) y en dirección Y (corta, a la der.), sin mampostería (con R_x y R_y) y con mampostería (con R_x^* y R_y^*), de la Cortante Basal (V_x y V_y) y de la Deriva Total Relativa (δ_x/h y δ_y/h), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), obtenidos de los ADL (demanda reducida). Modelo 1.1.

Nota: para cada tipo de puntos indicados, van de izq. a der. según la zona sísmica consideradaza (3 a 7, respectivamente).

Al chequear los estados límites de los miembros principales, se obtuvo de los ADL que las columnas presentaron sobre-esfuerzos a nivel de sus bases y para todas las demandas sísmicas reducidas (Z.S.=3,4,5,6,7) considerando (R_x^* y R_y^*) o no la mampostería (R_x y R_y), inducidos principalmente por las solicitaciones de momento respecto al eje de menor momento de inercia de las columnas, y provenientes principalmente de las combinaciones con menor nivel de cargas gravitatorias, $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP\pm S_H$. El caso más crítico se presentó cuando se consideró la mampostería (R_x^* y R_y^*), debido precisamente al incremento en la demanda por ser estos valores menores a los respectivo de (R_x y R_y).

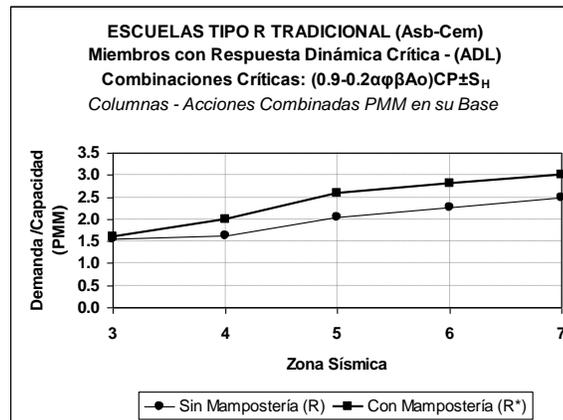


Figura 207. Demanda/Capacidad crítica por acciones combinadas PMM en miembros principales (caso crítico: columnas), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), sin mampostería (con R_x y R_y) y con mampostería (con R_x^* y R_y^*), obtenidos de los ADL (demanda reducida). Modelo 1.1.

Al comparar la respuesta dinámica (ADL) con la obtenida por desempeño (AENL) de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem), se presentaron algunas deferencias significativas respecto de los AENL por desempeño.

Los ADL no reflejaron el mismo incremento en la rigidez lateral que sobre la estructura induce la mampostería no estructural o reforzada en los AENL.

Particularmente, en la dirección X (larga) sin considerar la mampostería, los ADL fueron incapaces de reflejar el comportamiento dúctil obtenido con los AENL.

En general los ADL alcanzaron demandas de Cortante Basal superiores a los obtenidos con los AENL por desempeño, salvo en la dirección Y (corta) sin mampostería cuando se consideraron las condiciones iniciales $(1.2+0.2\alpha\phi\beta A_0)CP$; lo que puede adjudicarse al efecto de arqueo de las columnas en sentidos opuestos en el plano del pórtico en dicha dirección. Solo para el caso anterior, sin considerar la mampostería en la dirección Y (corta), el Cortante Basal (V_y) por desempeño de los AENL superó a la demanda obtenida de los ADL en un máximo del 50% para la Z.S.=3, hasta

alcanzar aprox. 10% para $Z.S.=7$, a una razón de decrecimiento del incremento en aprox. el 10% desde la $Z.S.=3$ a la $Z.S.=7$. Sin embargo, para cuando se consideraron las condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)_{CP}$, sin considerar la mampostería en la dirección Y (corta), si se encontró una reducida variación entre el Cortante Basal (V_Y) por desempeño de los AENL respecto a la demanda obtenida de los ADL (una reducción menor al 8%). En cambio, cuando en la dirección Y (corta) si se consideró la mampostería, se obtuvo una variación aprox. uniforme entre el Cortante Basal (V_Y) por desempeño de los AENL y los obtenidos de la demanda obtenida de los ADL (una reducción uniforme aprox. del 18% con mampostería). Por otro lado, en la dirección X (larga) cuando se consideró la mampostería, se obtuvo una variación promedio entre el Cortante Basal (V_X) por desempeño de los AENL y los obtenidos de la demanda obtenida de los ADL que puede estimarse en una reducción aprox. del 11% en cada caso; sin embargo, cuando no se consideró la mampostería, en el caso más crítico (condiciones iniciales $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_0)_{CP}$) se tuvo que el Cortante Basal (V_X) por la demanda obtenida de los ADL superó al desempeño de los AENL en un máximo del 12% para la $Z.S.=3$, hasta alcanzar aprox. 40% para $Z.S.=7$, a una razón promedio de crecimiento del incremento en aprox. el 7% desde la $Z.S.=3$ a la $Z.S.=7$.

Los ADL no recrearon la sustancial reducción de la deriva total relativa (δ/h) que si se obtiene en los AENL al considerar la mampostería; lo cual hubiese permitido que los ADL en la dirección X (larga) con mampostería no se excedieran las derivas totales relativas del límite normativo de ($\delta/h \leq 12\%$). De hecho, los ADL no presentaron casi variación entre las derivas totales relativas (δ/h) cuando no se considera la mampostería (R_X y R_Y) y cuando si se considera la mampostería (R_X^* y R_Y^*).

En la Dirección X (larga), los AENL mostraron una reducción promedio de la deriva total relativa obtenida en los ADL en aproximadamente un -82%; es decir, $(\delta_X/h)_{AENL-MAMP.} \approx 0.18(\delta_X/h)_{ADL.}$ Y en la Dirección Y (corta), los AENL

mostraron una reducción promedio de la deriva total relativa obtenida en los ADL en aproximadamente un -95%; es decir, $(\delta_Y/h)_{AENL-MAMP.} \approx 0.05(\delta_Y/h)_{ADL}$.

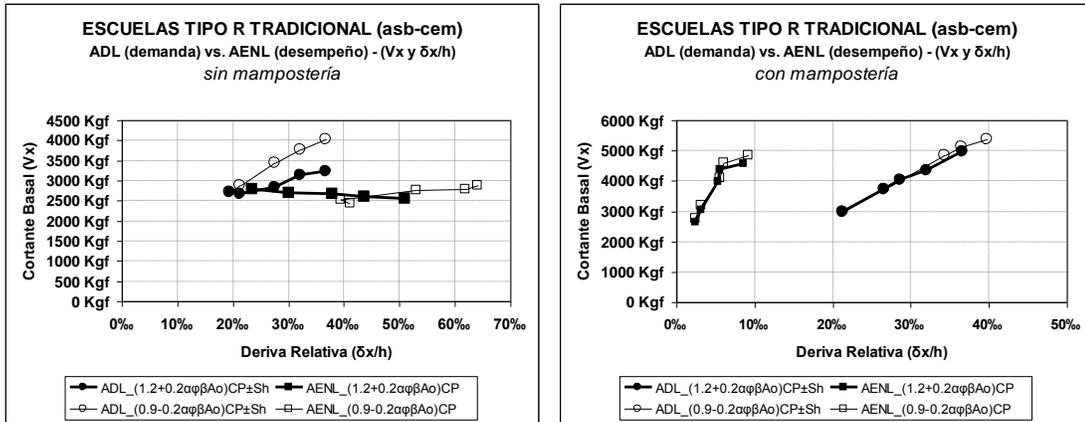


Figura 208. Variación en dirección X (larga), sin mampostería (con R_X y R_Y en el caso ADL, a la izq.) y con mampostería (con R_X^* y R_Y^* en el caso de ADL, a la der.), de la Cortante Basal (V_X) y de la Deriva Relativa (δ_X/h), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), de los resultados obtenidos de los ADL (demanda reducida) y de los obtenidos de los AENL (desempeño). Modelos 1.1 y 1.2.

Nota: para cada tipo de puntos indicados, van de izq. a der. según la zona sísmica consideradaza (3 a 7, respectivamente)

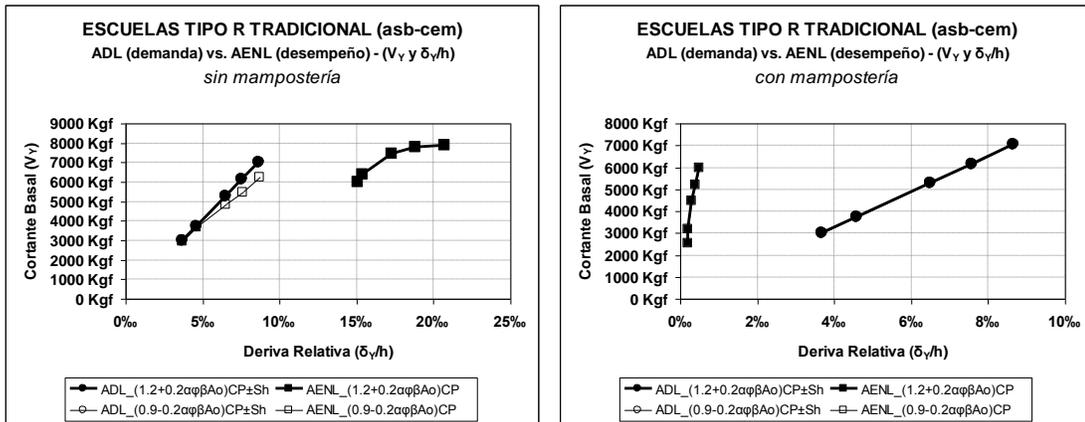


Figura 209. Variación en dirección Y (corta), sin mampostería (con R_X y R_Y en el caso ADL, a la izq.) y con mampostería (con R_X^* y R_Y^* en el caso de ADL, a la der.), de la Cortante Basal (V_Y) y de la Deriva Relativa (δ_Y/h), de los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (cubierta de techo con láminas de asbesto-cemento), de los resultados obtenidos de los ADL (demanda reducida) y de los obtenidos de los AENL (desempeño). Modelos 1.1 y 1.3.

Nota: para cada tipo de puntos indicados, van de izq. a der. según la zona sísmica consideradaza (3 a 7, respectivamente)

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“*Riplex*”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, y sin considerar la mampostería no estructural o reforzada.

Al chequear los estados límites de los miembros principales, sin considerar la mampostería (R_x y R_y), se obtuvo de los ADL que los arriostramientos inferiores presentaron sobre-esfuerzos por cedencia debidos a solicitaciones de compresión (P) en la sección central para las demandas sísmica reducidas ($Z.S.=4$), siendo las combinaciones crítica aquellas con menor nivel de cargas gravitatorias, $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP\pm S_H$; y para las demandas sísmica reducidas ($Z.S.=5,6,7$) presentaron un elevado grado de inestabilidad por pandeo elástico ($P_u > P_e$). Por su parte, las columnas presentaron sobre-esfuerzos a nivel de sus bases por alcanzar la cedencia debido a solicitaciones respecto a su eje de mayor inercia (M_3) para las demandas sísmicas reducidas ($Z.S.=5,6,7$), siendo las combinaciones crítica aquellas con menor nivel de cargas gravitatorias, $(0.9-0.2\alpha\phi\beta A_o)CP\pm S_H$. Sin embargo, los arriostramientos inferiores presentaron sobre-esfuerzos por cedencia debidos a solicitaciones de compresión (P) en su extremo inferior solo para las demandas sísmica reducidas ($Z.S.=7$), indiferentemente de las cargas gravitatorias consideradas. Solo las columnas satisficieron la condición de esbeltez relativa recomendada ($kl/r \leq 200$) en todos los casos; mientras que ocurrió todo lo contrario para los arriostramientos.

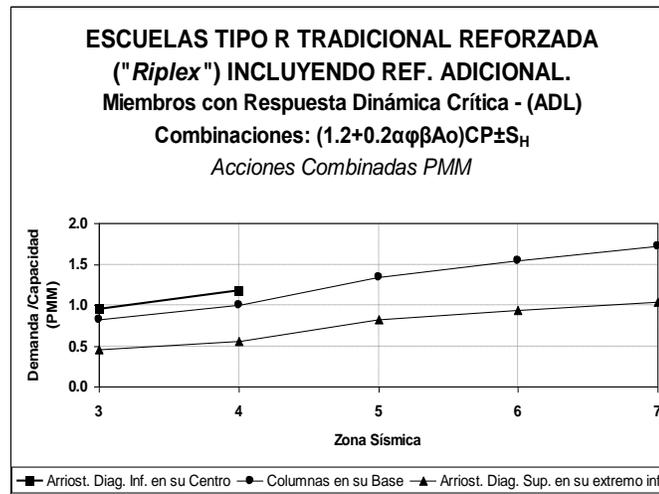


Figura 210. Demanda/Capacidad crítica por acciones combinadas PMM en miembros principales (casos críticos: columnas, arriostramientos diagonales inferior y superior), del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo "Riplex") incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería (con R_x y R_y), obtenidos de los ADL (demanda reducida). Modelo 1.1.

En ningún caso de los ADL ni de los AENL se excedió el límite normativo de deriva total relativa ($\delta/h \leq 12\%$).

En la dirección Y (corta), tanto la rigidez lateral como las Cortantes Basales (V_y) y las derivas totales relativas (δ_y/h) presentaron poca variación; sin embargo, no fue así en la dirección X (larga), pero siendo importante destacar que en general, los arriostramientos diagonales incrementaron significativamente los Cortantes Basales (V_x) y limitaron dramáticamente las derivas totales relativas (δ_x/h). Particularmente para (Z.S.=5,6,7), con los AENL en la dirección X (larga) se obtuvo una menor rigidez lateral, pero con un mayor nivel de Cortantes Basales (V_x) y derivas totales relativas (δ_x/h), respecto de lo obtenido con los ADL; mientras que para las (Z.S.=3,4) prácticamente no hubo variación.

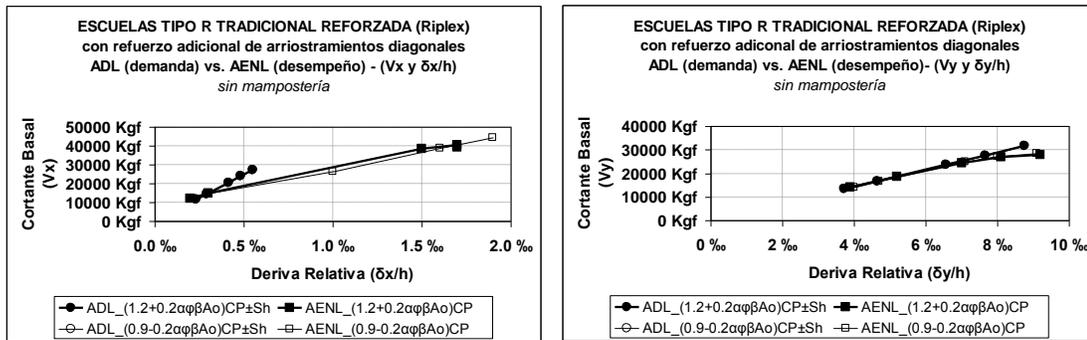


Figura 211. Variación en la dirección X (larga, a la izq) y en la dirección Y (corta, a la der.), de la Cortante Basal (V_x y V_y) y de la Deriva Relativa (δ_x/h y δ_y/h), del modelo de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”) incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, sin mampostería, de los resultados obtenidos de los ADL (demanda reducida) y de los obtenidos de los AENL (desempeño). Modelo 4.

Nota: para cada tipo de puntos indicados, van de izq. a der. según la zona sísmica consideradaza (3 a 7, respectivamente)

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1 CONCLUSIONES

Tomando en cuenta que, como un intento de extender el alcance del presente Estudio de vulnerabilidad sísmica a todo el territorio nacional, para todos los análisis se consideraron las amenazas sísmicas correspondientes a las zonas 3 a 7, y abarcando todos los diversos tipos de suelos tipificados en la norma COVENIN 1756-2001 al determinar envolventes de todos espectros de demanda sísmica obtenidos respectivamente, se concluye del presente Estudio que:

V1.1 *Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento)*

- Vulnerabilidad Sísmica

La evaluación del desempeño sísmico de los modelos de las estructuras sin mampostería no estructural de las Escuelas Tipo R Tradicional, con cubierta de techo con láminas onduladas de “asbesto-cemento”, mostraron que son competentes ante cargas gravitatorias; sin embargo, cualquiera sea la amenaza sísmica considerada (zona sísmica) y el tipo de suelo (tipificado en la norma COVENIN 1756-2001) sobre el cual se encuentran, presentan una alta vulnerabilidad ante cargas laterales en la dirección larga (X), y en menor medida en la dirección corta (Y). Esta alta vulnerabilidad sísmica en la dirección larga obedece principalmente dos

factores: uno es que las secciones de las columnas poseen una insuficiente capacidad de resistencia respecto a su menor momento de inercia; y otra, la realmente inexistencia de conexiones adecuadas para las vigas de arriostramiento en esta dirección, que aporte no solo la rigidez lateral necesaria, sino también que permita la formación efectiva de mecanismos de disipación de energía mediante rótulas plásticas en sus conexiones. Tal y como se consideraron las vigas de amarre o arriostramiento en la dirección larga, estas presentan conexiones muy débiles en sus extremos y que pueden desarrollar fallas frágiles.

Vulnerabilidad Sísmica: para todas las Zonas Sísmicas

Desempeño Sísmico esperado (V): inadecuado

En la dirección larga, la demanda dinámica de Cortante Basal (V_x) excede al Cortante Basal (V_x) por desempeño, en 12% para Z.S.=3 hasta un 40% para Z.S.=7.

En la dirección corta, la demanda de Cortante Basal (V_y) por desempeño puede superar a la demanda dinámica de Cortante Basal (V_y) en un máximo del 50% para la Z.S.=3, hasta alcanzar aproximadamente de 10% para Z.S.=7.

Factor de Reducción esperado (R):

En la dirección larga se alcanzó un valor máximo de $R_x=2$ para Z.S.=7.

En la dirección corta se alcanzó un valor uniforme de $R_y=1$ independientemente de Zona Sísmica.

Ductilidad esperada (μ):

En la dirección larga se puede esperar un valor uniforme aproximado de $\mu_x=3.6$ independientemente de la Zona Sísmica considerada.

En la dirección corta se puede esperar un valor promedio estimado de $\mu_y=6.7$ para la Z.S.=7.

Nivel de Diseño (ND): ND1

Deriva Relativa Total máxima (δ/h): excesiva

En la dirección larga se pueden esperar derivas relativas totales (δ_x/h) mayores al límite normativo del 12‰, independientemente de la Zona Sísmica considerada.

En la dirección corta se pueden esperar también derivas relativas totales (δ_y/h) mayores al límite normativo del 12‰, independientemente de la Zona Sísmica considerada.

Efectos Torsionales: no son significativos. Predominan los efectos de traslación en la dirección larga.

Mecanismos de Falla:

En la dirección larga, se puede esperar alcanzar de forma prematura el estado límite de agotamiento resistente por momentos respecto al eje fuerte de las vigas de amarre (falla frágil), y el inicio de la cedencia de las columnas por momentos respecto al eje débil en su base.

En la dirección corta, se puede esperar alcanzar de forma prematura el estado límite de agotamiento resistente por momentos respecto al eje fuerte de las conexiones columna-vigas de carga (falla frágil), y el inicio de la cedencia de las columnas por momentos respecto al eje fuerte en su base.

- Efectos de la mampostería no estructural

La evaluación del desempeño sísmico de los modelos de las estructuras con mampostería no estructural de las Escuelas Tipo R Tradicional, con cubierta de techo con láminas onduladas de “asbestocemento”, mostraron que pudiera esperarse una reducción de la deriva total relativa (δ/h) de estas estructuras en al menos un 80% y una reducción de la demanda de Cortante Basal de al menos un 8%. Puede considerarse que en general la mampostería no estructural incidió favorablemente en el desempeño sísmico de estos modelos. Sin embargo, este efecto favorable

de la mampostería en la reducción de la demanda de Cortante Basal, parece no ser suficiente para mitigar la vulnerabilidad sísmica que presentan los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional cuando no se considera la mampostería en los análisis.

Vulnerabilidad Sísmica: para todas las Zonas Sísmicas

Desempeño Sísmico esperado (V): inadecuado

En la dirección larga, la demanda dinámica de Cortante Basal (V_x) excede al Cortante Basal (V_x) por desempeño, en no menos del 8%, cualquiera sea la Zona Sísmica considerada; y a la demanda dinámica de Cortante Basal (V_x) cuando no se considera la mampostería hasta en un 54% para la Z.S.=7.

En la dirección corta, la demanda dinámica de Cortante Basal (V_y) excede al Cortante Basal (V_y) por desempeño, en aproximadamente un 8%, cualquiera sea la Zona Sísmica considerada; sin embargo, resulta idéntica a la demanda dinámica de Cortante Basal (V_y) cuando no se considera la mampostería para todas las Zona Sísmicas.

Factor de Reducción esperado (R):

En la dirección larga se alcanzó un valor máximo de $R_x=1.3$ para Z.S.=7.

En la dirección corta se alcanzó un valor uniforme de $R_y=1.0$ independientemente de Zona Sísmica.

Ductilidad esperada (μ):

En la dirección larga se puede esperar que alcance un valor máximo aproximado de $\mu_x=3.1$ independientemente de la Zona Sísmica considerada para la Z.S.=7 (una reducción no menor del 12% de la ductilidad propia de la estructura).

En la dirección corta se puede esperar un valor promedio estimado de $\mu_y=1.0$ independientemente de la Zona Sísmica

considerada (una reducción no menor del 85% de la ductilidad propia de la estructura).

Nivel de Diseño (ND): ND1

Deriva Relativa Total máxima (δ/h): aceptables (según los AENL)

En la dirección larga se pueden esperar derivas relativas totales (δ_x/h) menores al límite normativo del 12‰, para todas las Zonas Sísmicas.

En la dirección corta se pueden esperar también derivas relativas totales (δ_y/h) derivas relativas totales (δ_x/h) menores al límite normativo del 12‰, para todas las Zonas Sísmicas.

Efectos Torsionales: no son significativos. Predominan los efectos de traslación en la dirección larga.

Mecanismos de Falla:

En la dirección larga, se puede esperar alcanzar de forma prematura el estado límite de agotamiento resistente por momentos respecto al eje fuerte de las vigas de amarre (falla frágil), y el inicio de la cedencia de las columnas por momentos respecto al eje débil justo sobre la mampostería.

En la dirección corta, se puede esperar alcanzar de forma prematura el estado límite de agotamiento resistente por momentos respecto al eje fuerte de las conexiones columna-vigas de carga (falla frágil), inicio de la cedencia de las columnas por momentos respecto al eje fuerte a nivel de la conexión superior de las bielas equivalentes a la mampostería, e inicio de fallas en la mampostería.

V1.2 Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex” y “Plycem”)

- Vulnerabilidad Sísmica

La evaluación del desempeño sísmico de los modelos de las estructuras sin mampostería no estructural de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, bien sea si se considera una cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex” o láminas de fibro-cemento “Plycem”, mostraron que son competentes ante cargas gravitatorias; sin embargo, cualquiera sea la amenaza sísmica considerada (zona sísmica) y el tipo de suelo (tipificado en la norma COVENIN 1756-2001) sobre el cual se encuentran, presentan una muy elevada vulnerabilidad ante cargas laterales en la dirección larga (X) que le impide alcanzar algún nivel de desempeño sísmico, más no así en la dirección corta (Y). Lo anterior sugiere que la propuesta de reforzamiento hecha por FEDE para el cambio de la cubierta de techo con láminas onduladas de “asbesto-cemento”, por cubiertas de techo bien sea con malla expandida tipo “Riplex” o láminas de fibro-cemento “Plycem” (e inclusive con láminas de machiembrado) es insuficiente, y se requiere adecuar aún más el reforzamiento de estos tipos de Escuelas Tipo R en la dirección larga.

Vulnerabilidad Sísmica: excesiva para todas las Zonas Sísmicas

Desempeño Sísmico esperado (V): inadecuado

Estas estructuras son muy inestables en la dirección larga e incapaz de desempeñarse adecuadamente ante la acción de un eventual sismo.

Factor de Reducción esperado (R):

Estas estructuras al ser incapaces de desempeñarse adecuadamente ante la acción de un eventual sismo, no pudo estimarse ningún valor de R en la dirección larga.

Ductilidad esperada (μ):

Estas estructuras al ser incapaces de desempeñarse adecuadamente ante la acción de un eventual sismo, no pudo estimarse ningún valor de μ en la dirección larga.

Nivel de Diseño (ND): ND1

Deriva Relativa Total máxima (δ/h): excesivas

Dada la casi inexistente rigidez lateral y la consecuente gran inestabilidad de estas estructuras en la dirección larga, se pueden esperar derivas relativas totales (δ_x/h) exageradamente mayores al límite normativo del 12‰, para que estas estructuras pudieran ser capaces de desempeñarse adecuadamente ante la acción de un eventual sismo; lo cual no sería aceptable.

Efectos Torsionales: no son significativos. Predominan los efectos de traslación en la dirección larga.

Mecanismos de Falla:

En la dirección larga, una vez alcanzado de forma prematura el estado límite de agotamiento resistente por momentos respecto al eje fuerte de las vigas de amarre (falla frágil), se inicia casi simultáneamente la cedencia de las columnas por momentos respecto al eje débil en su base, lo que provoca la elevada inestabilidad en la estructura. Aparte de las columnas, no se tiene ningún otro mecanismo que aporte rigidez suficiente a la estructura.

- Efectos de la mampostería no estructural

La evaluación del desempeño sísmico de los modelos de las estructuras con mampostería no estructural de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, bien sea si se considera una cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex” o láminas de fibro-cemento “Plycem”, más allá de evidenciar en las Curvas de Capacidad un sustancial incremento en la

capacidad de Cortante Basal, reducción de las derivas totales relativas e incremento importante en la rigidez lateral; poco sentido tiene considerar el efecto favorable de la mampostería dado que, de antemano, la estructura sola en la dirección larga mostró ser incapaz de desempeñarse sísmicamente, y además que la gran incertidumbre inherente a la conformación real de la mampostería hace riesgoso avalarse sólo en el comportamiento de la estructura considerando la presencia de dicha mampostería.

Vulnerabilidad Sísmica: excesiva para todas las Zonas Sísmicas

Desempeño Sísmico esperado (V): inadecuado

Aún cuando se incrementa la rigidez lateral de estas estructuras, siguen siendo muy inestables en la dirección larga e incapaz de desempeñarse adecuadamente ante la acción de un eventual sismo.

Factor de Reducción esperado (R):

Estas estructuras al ser incapaces de desempeñarse adecuadamente ante la acción de un eventual sismo, no pudo estimarse ningún valor de R en la dirección larga.

Ductilidad esperada (μ):

Estas estructuras al ser incapaces de desempeñarse adecuadamente ante la acción de un eventual sismo, no pudo estimarse ningún valor de μ en la dirección larga.

Nivel de Diseño (ND): ND1

Deriva Relativa Total máxima (δ_x/h): aceptables (según los AENL)

El incremento de rigidez lateral y capacidad al Cortante Basal de estas estructuras en la dirección larga, parece ser suficiente para que la estructura pueden desarrollar derivas relativas totales (δ_x/h) inferiores al límite normativos del 12%; sin embargo, esto es insuficiente para que estas estructuras pudieran ser capaces de desempeñarse adecuadamente ante

la acción de un eventual sismo, dada la limitada capacidad del Cortante Basal.

Efectos Torsionales: no son significativos. Predominan los efectos de traslación en la dirección larga.

Mecanismos de Falla:

En la dirección larga, una vez alcanzado de forma prematura el estado límite de agotamiento resistente por momentos respecto al eje fuerte de las vigas de amarre (falla frágil), se inicia casi simultáneamente la cedencia de las columnas por momentos respecto al eje débil por sobre la mampostería, lo que provoca la elevada inestabilidad en la estructura.

V1.3 Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”), incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales.

- Vulnerabilidad Sísmica

La evaluación del desempeño sísmico del modelo de las estructuras sin mampostería no estructural de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, bien sea si se considera una cubierta de techo con malla expandida tipo “Riplex”, pero incluyendo una propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, mostró que ser competente ante cargas gravitatorias; y ciertamente, cualquiera sea la amenaza sísmica considerada (zona sísmica) y el tipo de suelo (tipificado en la norma COVENIN 1756-2001) sobre el cual se encuentran, mejoró en cierto grado el desempeño sísmico de la estructura. Al menos con esta propuesta de refuerzo, las columnas fueron capaces de comportarse competentemente al considerar Zonas Sísmicas 3 y 4, más no así para las Zonas Sísmicas 5, 6 y 7; en donde para estas últimas amenazas, las columnas alcanzan el estado límite de cedencia por solicitaciones a momento respecto al eje de mayor inercia a diferencia de lo que ocurre con los modelos anteriores. En cuanto a

la propuesta de refuerzo, la condición crítica la representó el arriostramiento diagonal inferior, el cual sólo logró desempeñarse sísmicamente, sin alcanzar sobre-esfuerzos por compresión, para la zona sísmica 3; a pesar de ello, aún así permitió mejorar el desempeño sísmico de la estructura, como se indicó anteriormente.

La propuesta de reforzamiento logró incrementar la capacidad del Cortante Basal (aprox. unas 10 veces), reducir las derivas totales relativas (aprox. unas 10 veces), e incrementar muy significativamente la rigidez lateral, en la dirección larga, en relación con las mismas estructuras pero sin este reforzamiento adicional.

La inclusión de la propuesta de reforzamiento adicional, le resta importancia a la realmente inexistencia de conexiones adecuadas para las vigas de arriostramiento superior e inferior en esta dirección, que aporten no solo la rigidez lateral necesaria, sino también que permita la formación efectiva de mecanismos de disipación de energía mediante rótulas plásticas. Tal y como se consideraron las vigas de amarre o arriostramiento superior e inferior en la dirección larga, estas presentan conexiones muy débiles en sus extremos y que pueden desarrollar fallas frágiles.

Vulnerabilidad Sísmica: para elevada amenaza sísmica (Z.S.=5,6,7)

Desempeño Sísmico esperado (V): adecuado para (Z.S.=3,4)

En la dirección larga, la demanda de Cortante Basal (V_X) por desempeño excede a la demanda dinámica de Cortante Basal (V_X), en 2% para Z.S.=3 hasta un 43% para Z.S.=7.

En la dirección corta por el contrario, la demanda de Cortante Basal (V_Y) por desempeño es muy similar a la demanda dinámica de Cortante Basal (V_Y), independientemente de la Zona Sísmica Considerada.

Factor de Reducción esperado (R):

En la dirección larga se alcanzó un valor uniforme de $R_X=1$ independientemente de la Zona Sísmica Considerada.

En la dirección corta también puede esperarse que se alcance un valor uniforme de $R_Y=1$ independientemente de Zona Sísmica.

Ductilidad esperada (μ):

En la dirección larga se puede esperar un valor estimado de $\mu_X=9.3$ para la Z.S.=7.

En la dirección corta se puede esperar un valor promedio estimado de hasta $\mu_Y=1.6$ independientemente de Zona Sísmica.

Nivel de Diseño (ND): ND1

Deriva Relativa Total máxima (δ/h): aceptable

Tanto en la dirección larga como en la corta se pueden esperar derivas relativas totales (δ/h) menores al límite normativo del 12%, independientemente de la Zona Sísmica considerada.

Efectos Torsionales: no son significativos. Predominan ahora los efectos de traslación en la dirección corta.

Mecanismos de Falla:

En la dirección larga, se puede esperar que se haya iniciado de la cedencia de los arriostramientos diagonales inferiores en compresión justo en su sección central.

En la dirección corta, se puede esperar alcanzar de forma prematura el estado límite de agotamiento resistente por momentos respecto al eje fuerte de las conexiones columna-vigas de carga (falla frágil), y el inicio de la cedencia de las columnas por momentos respecto al eje fuerte a nivel de su base y de las conexiones de las cartelas laterales.

- Efectos de la mampostería no estructural

No fue considerada la mampostería para este modelo.

V1.4 Acerca de la propuesta de reforzamiento de las *Escuelas Tipo R Tradicional* indicada en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), para el cambio de la cubierta de techo liviana por otra con acabados en tejas criollas.

La propuesta de reforzamiento de las Escuelas Tipo R Tradicional indicada en el “Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R” elaborado por FEDE, (FEDE, s.f. a), que fueron analizadas en el presente Trabajo de Investigación, para la sustitución de la cubierta de techo liviana (con láminas onduladas de asbesto-cemento) por otra con acabados en tejas criollas, sustentada por malla de metal expandido tipo “Riplex”, láminas planas de machihembrado, o láminas planas de fibrocemento tipo “Plycem”, al parecer presenta algunas deficiencias.

La propuesta de reforzamiento de FEDE (considerada en este Trabajo) se enfocó básicamente en mejorar el desempeño sísmico de las estructuras en la dirección corta, descuidando mejorar a su vez el desempeño sísmico en la dirección larga. Se sustituyen las columnas con perfiles de acero IPN100 por IPN140, y se incluyen cartelas y tensores en la dirección corta; y sólo se incluye en la dirección larga una viga de arriostramiento adicional, sobre la ya existente.

Todas las secciones I de las columnas están orientadas de manera tal que su mayor momento de inercia actúa en el mismo plano de los pórticos en la dirección corta; que es justamente la dirección en la que se enfoca la propuesta de reforzamiento de FEDE (considerada en este Trabajo) en mejorar el desempeño sísmico. Evidentemente, es en la dirección larga de estas estructuras que las secciones de las columnas presentan el menor momento de inercia. Además, las vigas orientadas en la dirección larga pueden considerarse que solo actúan como amarre o arriostramiento, ya que sus conexiones en los extremos se pueden considerar incapaces de resistir solicitaciones a momento, y por lo tanto, la redistribución de los mismos. De aquí que estas conexiones pueden asumirse simplemente como conexiones

articuladas, incapaces de otorgar un aporte significativo de rigidez lateral de la estructura, ni permitir la efectiva formación de mecanismos dúctiles de rótulas plásticas que colaboren en la disipación de energía impuesta por la eventual ocurrencia de un sismo. Además, ni las conexiones de las columnas a las vigas de carga (a dos aguas), ni mucho menos las conexiones de las correas a las mismas viga, pueden considerarse que aportan rigidez lateral en la dirección larga de las estructuras.

En definitiva, sin considerar los efectos de la mampostería, puede considerarse que son sólo las columnas (en su eje débil) los miembros principales que pueden ofrecer la capacidad efectiva de resistencia y deformación en la dirección larga de las estructuras, ante la ocurrencia de un eventual sismo. Esto da cuenta de la necesidad de reforzar las estructuras no sólo en la dirección corta, sino también, y con mayor razón en dirección larga; más aún si se quiere hacer el cambio de la cubierta de techo liviana por otra con acabados en tejas criollas.

V1.5 Clasificación y Descripción de los Elementos No Estructurales.

Es posible diferenciar y jerarquizar los elementos no estructurales presentes en las escuelas, con la finalidad de dar prioridad a los elementos que pudieran involucrar un riesgo a la integridad física de las personas que se encuentran expuestas, ante la ocurrencia de un eventual sismo.

V.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda hacer estudios mediante ensayos a conexiones de vigas al alma (eje débil) de columnas, empleando para ambos miembros diversos perfiles de acero tipo I nacionales, con una configuración similar a las encontradas en las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas; esto con el objeto de poder contar con datos precisos del comportamiento y capacidad real de este tipo de conexiones, y el modo de falla característico que presentan, que permitan corroborar lo expuesto en el presente Trabajo de Investigación y servir de apoyo a futuras investigaciones similares.
- Elaborar modelos más refinados de elementos finitos discretizados que permitan tomar en cuenta las propiedades materiales y geométricas no lineales de los componentes particulares de una conexión no estandarizada, a fin de poder comparar y calibrar la capacidad de resistencia y deformación no lineal obtenida del modelo dicha conexión con los resultados que se obtengan de estudios mediante ensayos a conexiones reales similares; además de servir como herramienta suficientemente confiable y más económica para el estudio de diversas alternativas de adecuación a dichas conexiones.
- Se recomienda promover estudios mediante ensayos a especímenes a escala real de pórticos con perfiles de acero tipo I nacionales, con una configuración similar a las encontradas en las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, que incluyan la mampostería no estructural confinada; esto con el objeto de poder contar con datos precisos del comportamiento y capacidad real de este tipo de conexiones, y el modo de falla característico que presentan, que permitan corroborar lo expuesto en el presente Trabajo de Investigación y servir de apoyo a futuras investigaciones similares.
- Se recomienda hacer un estudio de evaluación a una edificación escolar tipo rural en particular (similar a las Escuelas Tipo R Tradicional y

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas), pero contando con datos reales de las propiedades materiales y geométricas de los miembros, componentes y conexiones estructurales y sus cimientos, de la mampostería no reforzada presentes en dicha edificación, y de las características geotécnicas del suelo sobre el cual se encuentra dicha edificación; a fin de cotejar los resultados obtenidos con los mostrados en el presente Trabajo de investigación.

- Se recomienda hacer estudios futuros que consideren además la Interacción Suelo-Estructura en los análisis.
- Se recomienda el desarrollo de estudios adicionales que permitan establecer alternativas definitivas de refuerzo o adecuación estructural que permitan mitigar oportunamente la vulnerabilidad sísmica que actualmente presentan estas estructuras (reforzadas o no), y que además puedan ser aplicables estas alternativas a edificaciones construidas en zonas de elevada amenaza sísmica ($Z.S.=5,6,7$), a fin de poder extender su aplicación a todo el territorio nacional. Algunas propuestas alternativas en esta dirección se presentan más adelante.
- Puede esperarse que la mampostería no estructural o reforzada confinada afecte más bien de forma beneficiosa que perjudicial al desempeño sísmico de estas estructuras, por lo que se recomienda vincularla lo mejor posible a la estructura, pretendiendo además reducir el riesgo de su eventual derrumbe o volcamiento ante la ocurrencia de un sismo. De todas formas, de acuerdo a cada caso particular, se recomienda evaluar y ensayar distintas soluciones para la mampostería no estructural o reforzada confinada, ya que los métodos constructivos de las Escuelas Tipo R varían a lo largo de todo el Territorio Nacional.
- Se recomienda promover trabajos de estudio de mayor envergadura en el afán de lograr un instructivo para la correcta colocación de los elementos no estructurales en las escuelas, además de mejorar la metodología implementada para la jerarquización de los elementos no estructurales.

- Por último, y no menos importante, se recomienda dar continuidad y seguimiento al “Proyecto Escuelas”, llevado a cabo por el IMME bajo el auspicio de FEDE, FONACIT y FUNVISIS.

V2.1 Recomendaciones para las *Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento)*

Dado que la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de las Escuelas Tipo R Tradicional, con cubierta de techo con láminas onduladas de “asbesto-cemento”, se debe principalmente a la gran desplazabilidad que presentan; se recomienda reforzar este tipo de estructuras de forma tal que se logre limitar la desplazabilidad.

Puede proponerse, por ejemplo, el estudio del comportamiento de esta estructura considerando las siguientes adecuaciones:

- Adaptar las conexiones en los extremos de las vigas de amarre o arriostramiento en la dirección larga para que sean capaces de trabajar eficazmente a momento respecto a su eje de mayor momento de inercia, y sean capaces de alcanzar el momento plástico.
- Incluir un arriostramiento diagonal articulado en los pórticos de los extremos en la dirección larga (pudieran ser IPN100) y embebido en la mampostería, de manera tal que permita limitar la gran desplazabilidad en esta dirección, y que a su vez sean capaces de tolerar las solicitaciones a compresión.
- Incluir un par de arriostramientos en diagonal y articulados (en forma de V) en los pórticos de los extremos en la dirección corta (pudieran ser IPN140) y embebidos en la mampostería, unidos en un extremo a la conexión entre las columnas-vigas de carga y en el otro extremo articulados a tierra a una distancia media de estos pórticos, de manera tal que permitan limitar la gran desplazabilidad en esta dirección, y que a su vez sean capaces de tolerar las solicitaciones a compresión.

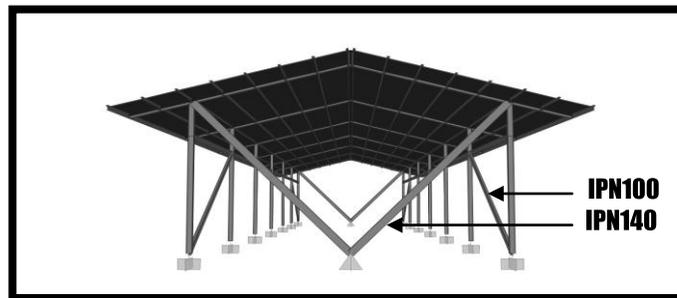


Figura 212. Una propuesta de estudio para el reforzamiento de las Escuelas Tipo R Tradicional, con cubierta de techo con láminas onduladas de “asbesto-cemento”.

V2.2 Recomendaciones para las *Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada* (“Riplex” y “Plycem”)

Dado que la severa vulnerabilidad sísmica de las estructuras de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, bien sea si se considera una cubierta de techo con tejas criollas soportadas con malla expandida tipo “Riplex”, láminas planas de machihembrado, o láminas de fibro-cemento “Plycem”, se debe no solo a la gran desplazabilidad que presentan, sino a la demanda sísmica de capacidad de resistencia al Cortante Basal inducida por el incremento sustancial de la masa de la cubierta de techo, en relación con la cubierta de techo con láminas onduladas de “asbesto-cemento” de las Escuelas Tipo R Tradicional; se recomienda, o emplear materiales alternativos mucho más livianos para conformar la cubierta de techo con tejas criollas, y/o reforzar este tipo de estructuras de forma tal que se logre limitar tanto la desplazabilidad como la demanda sísmica de capacidad de resistencia al Cortante Basal, condicionado principalmente por la excedencia de la capacidad a momento de las columnas.

Orientándose en los resultados de la propuesta de reforzamiento adicional mediante arriostramientos diagonales, puede proponerse, por ejemplo, el estudio del comportamiento de la estructura de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, con cubierta de techo con tejas criollas soportadas con malla expandida tipo “Riplex” (configuración más crítica) considerando las siguientes adecuaciones:

- Adaptar las conexiones en los extremos de las vigas de amarre o arriostramiento en la dirección larga para que sean capaces de trabajar eficazmente a momento respecto a su eje de mayor momento de inercia, y sean capaces de alcanzar el momento plástico.
- Incluir un par de arriostramientos diagonales cruzados y articulados en los pórticos de los extremos en la dirección larga (pudieran ser IPN160) y embebido en la mampostería, y otro arriostramiento diagonal por encima del anterior pero en el pórtico contiguo (pudieran ser IPN140, igual que la propuesta de reforzamiento adicional ya evaluada); de manera tal que permita limitar la gran desplazabilidad en esta dirección, y que a su vez sean capaces de tolerar las solicitaciones a compresión.
- Incluir un par de arriostramientos en diagonal y articulados (en forma de V) en los pórticos de los extremos en la dirección corta (pudieran ser IPN180) y embebidos en la mampostería, unidos en un extremo a la conexión entre las columnas-vigas de carga y en el otro extremo articulados a tierra a una distancia media de estos pórticos, de manera tal que permitan limitar la gran desplazabilidad en esta dirección, y que a su vez sean capaces de tolerar las solicitaciones a compresión.

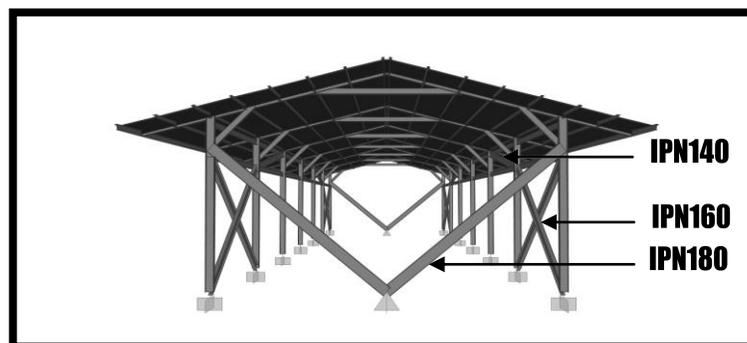


Figura 213. Una propuesta de estudio para el reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas, con cubierta de techo con tejas criollas soportadas con malla expandida tipo “Riplex”.

REFERENCIAS

- Acciones del viento sobre las construcciones. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN-MINDUR 2003:1989). (1989, octubre 4). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/2003-89.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- AISC. (1994). *Load and Resistance Factor Design. Manual of Steel Construction. Vol. I y II. Segunda Edición* [Documento en línea]. MediaFire: servicio multimedia de alojamiento de archivos integrado para las empresas, profesionales, músicos, artistas, estudiantes, o cualquier persona en el medio. Houston, TX. 1993p. Disponible en: <http://www.mediafire.com/?yqmf3lotey> [Consulta: 2010, marzo 12] ISBN 1-56424-041-X, ISBN 1-56424-042-8.
- AISC. (2005a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341-05. ANSI/AISC 341s1-05*. (Tercera Impresión: 2008, marzo) [Documento en línea]. Law.Gov es una idea, una idea que los materias legales primarios de los Estados Unidos deberían estar al alcance de todos, y que las instituciones gubernamentales deben hacer de estos materiales disponibles para de distribuidos en grandes cantidades, autenticados, y con datos bien formateados. North Sebastopol, CA. 518p. 334p. Disponible en: <https://law.resource.org/pub/us/code/bsc.ca.gov/sibr/org.aisc.341-05.pdf> [Consulta: 2010, octubre 24]
- AISC. (2005b). *Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-05* (5^{ta} Impresión: 2010, abril. Última revisión: 2009, diciembre) [Documento en línea]. Law.Gov es una idea, una idea que los materias legales primarios de los Estados Unidos deberían estar al alcance de todos, y que las instituciones gubernamentales deben hacer de estos materiales disponibles para de distribuidos en grandes cantidades, autenticados, y con datos bien formateados. North Sebastopol, CA. 518p. Disponible en: <https://law.resource.org/pub/us/code/bsc.ca.gov/sibr/org.aisc.360-05.pdf> [Consulta: 2010, octubre 24]
- Al-Chaar, Ghassan (Invest. Ppal.). (2002, enero). *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures* (Desarrollado por: US Army Engineer Research Development Center and Construction Engineering Research Laboratory, Reporte: ERDC/CERL TR-02-1, Proyecto: 622784AT41) [Documento en línea]. Headquarters, U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC. 86p. Disponible en:

-
- http://www.cecer.army.mil/techreports/al-chaar_infill/al-chaar_infill.pdf
[Consulta: 2010, marzo 12]
- Alonso, G. y Figuera, F. (1997). *Evaluación Estructural de Centros Educativos Dañados durante el Terremoto de Cariaco del 09 de julio de 1997, Estado Sucre*. Caracas.
- Arnold, Ch., Lyons, J., Munger, J., Quinn, R. C. y Smith T.L. (2004, enero). *Design Guide for Improving School Safety in Earthquakes, Floods, and High Winds. Risk Management Series. FEMA 424* [Documento en línea]. Federal FEMA Library: base de datos de los recursos de FEMA a disposición del público. Washington, DC. 361p. Disponible en: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1986> [Consulta: 2010, marzo 12]
- ASCE. (1998). *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings. A Prestandard. FEMA 310* [Documento en línea]. Whole Building Desing Guide (WBDG): portal de la National Institute of Building Sciences basado en la Web que ofrece a profesionales de la industria y del gobierno el acceso a información actualizada sobre una amplia gama de guías relacionadas con la construcción, criterios y tecnologías. Washington, D.C. 288p. Disponible en: <http://www.wbdg.org/ccb/FEMA/ARCHIVES/fema310.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- ASCE. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356* [Documento en línea] FEMA Library: base de datos de los recursos de FEMA a disposición del público. Washington, D.C. 518p. Disponible en: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1427> [Consulta: 2010, marzo 12]
- ASCE. (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia. 420 pp. ISBN: 0-7844-0809-2
- ASCE. (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. ASCE Standard ASCE/SEI 41-06*, American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia. 410 pp. ISBN-13: 978-0-7844-0884-1. ISBN-10: 0-7844-0884-X.
- ATC. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1. ATC-40*. (California Seismic Safety Commission. Proposition 122 Seismic Retrofit Practices Improvement Program. Report SSE 96-01. California) [Documento en línea]. Scribd: compañía de publicidad social que permite convertir prácticamente cualquier archivo -incluyendo PDF, Word, PowerPoint y Excel- en un documento web y compartirlo con el mundo. San Francisco, CA. 346p. Disponible en: <http://www.scribd.com/doc/14179864/ATC-40-Seismic-Evaluation-and-Retrofit-of-Concrete-Buildings> [Consulta: 2010, marzo 16]
-

- ATC. (1997a). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 273* (Proyecto: ATC-33) [Documento en línea]. Whole Building Desing Guide (WBDG): portal de la National Institute of Building Sciences basado en la Web que ofrece a profesionales de la industria y del gobierno el acceso a información actualizada sobre una amplia gama de guías relacionadas con la construcción, criterios y tecnologías. Washington, DC. 473p. Disponible en: <http://www.wbdg.org/ccb/FEMA/ARCHIVES/fema273.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- ATC. (1997b). *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 274* [Documento en línea]. Whole Building Desing Guide (WBDG): portal de la National Institute of Building Sciences basado en la Web que ofrece a profesionales de la industria y del gobierno el acceso a información actualizada sobre una amplia gama de guías relacionadas con la construcción, criterios y tecnologías. Washington, D.C. 488p. Disponible en: <http://www.wbdg.org/ccb/FEMA/ARCHIVES/fema274.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- ATC. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440* (Proyecto: ATC-55) [Documento en línea]. FEMA Library: base de datos de los recursos de FEMA a disposición del público. Washington, D.C. 392p. Disponible en: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1438> [Consulta: 2010, marzo 12]
- ATC. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEMA P695* [Documento en línea]. FEMA Library: base de datos de los recursos de FEMA a disposición del público. Washington, D.C. 421p. Disponible en: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=3736> [Consulta: 2010, marzo 12]
- AWS. (1991). *Specification for Carbon Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding. ANSI/AWS A5.1-91*. Aprobado por la American National Standards Institute (ANSI) en 1991, febrero 14. Revisión N°11. Miami, FL. American Welding Society. 57p.
- AWS. (2006). *Structural Welding Code-Steel. D1.1/D1.1M:2006*. Aprobado por la American National Standards Institute (ANSI) en 2005, noviembre 29. Edición N° 20. Miami, FL. American Welding Society. 530p.
- Beer F., Johnston R. Jr. y DeWolf J. (2004). *Mecánica de Materiales. Tercera Edición*. México. Mc Graw-Hill/Interamericana Editores S.A. 790p.
- Below, R., Guha-Sapir, D., le Polain de Waroux, O., Ponserre, S. y Scheuren, J. M. (2008). *Annual Disaster Statistical Review. The Numbers and Trends 2007* [Documento en línea]. CRED: Centre for Research on the

- Epidemiology of Disasters. Bruselas, Bélgica. 64p. Disponible en: http://www.cred.be/sites/default/files/ADSR_2007.pdf [Consulta: 12 de marzo de 2010]
- Bloques de arcilla para paredes. Especificaciones. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN 0002:1978). (1978, abril 4). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/%202-78.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Bloques huecos de concreto. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN 0042:1982). (1982, agosto 10). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/42-82.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Boroschek, R. (Dir. de Invest.). (2002). *Procedimientos para el desarrollo de estudios de vulnerabilidad*. (Universidad de Chile. Centro Colaborador de la OPS/OMS para la Mitigación de Desastres en los Establecimientos de Salud) [Documento en línea]. Organización Panamericana de la Salud. Washington, DC. 13p. Disponible en: http://www.disaster-info.net/lideres/spanish/argentina/assets/Estudio_Vulnerabilidad.pdf [Consulta: 2010, marzo 12]
- BSSC. (1997a). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures. 1997 Edition. Part 1: Provisions. FEMA 302* [Documento en línea]. Whole Building Desing Guide (WBDG): portal de la National Institute of Building Sciences basado en la Web que ofrece a profesionales de la industria y del gobierno el acceso a información actualizada sobre una amplia gama de guías relacionadas con la construcción, criterios y tecnologías. Washington, D.C. 336p. Disponible en: <http://www.wbdg.org/ccb/FEMA/ARCHIVES/fema302.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- BSSC. (1997b). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures. 1997 Edition. Part 2: Commentary. FEMA 303* [Documento en línea]. Whole Building Desing Guide (WBDG): portal de la National Institute of Building Sciences basado en la Web que ofrece a profesionales de la industria y del gobierno el acceso a información actualizada sobre una amplia gama de guías relacionadas con la construcción, criterios y tecnologías. Washington, D.C. 366p. Disponible en: <http://www.wbdg.org/ccb/FEMA/ARCHIVES/fema303.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- BSSC. (2003). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. 2003 Edition. Part 1: Provisions. FEMA 450-1, Part 2: Commentary. FEMA 450-2, 2003 NEHRP*
-

- Provisions Maps* [Documento en línea]. FEMA Library: base de datos de los recursos de FEMA a disposición del público. Washington, D.C.. 712p. Disponible en: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=2020> [Consulta: 2010, marzo 12]
- BSSC. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. 2009 Edition. FEMA P-750* [Documento en línea]. FEMA Library: base de datos de los recursos de FEMA a disposición del público. Washington, D.C.. 406p. Disponible en: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=4103> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Castilla C., Enrique. (1990). *Experiencias Recientes en Mampostería Confinada Sismo-Resistente*. Boletín Técnico IMME. N° 79. Año 25. Imprenta Universitaria UCV. Págs. 31 a 60.
- Crisafulli, Francisco J. (s.f.). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (ILAFA encargó al Ph.D. Francisco Crisafulli la confección de un compendio de diseño sismorresistente que, en un futuro, será complementado por anexos nacionales de los principales países sísmicos de la región. ILAFA - 04/10/2010) [Documento en línea]. Instituto Latinoamericano del Fierro y el Acero (ILAFA): ha preparado y/o patrocina en www.construccionenacero.com este material didáctico para la capacitación de acceso libre de la enseñanza de la Construcción en acero. Benjamín 2944. Piso 5. Las Condes, Santiago, Chile. 75p. Disponible en: http://www.construccionenacero.com/Documents/Libros/Diseño_sismorresistente_de_construcciones_de_acero.pdf [Consulta: 2011, junio 20] ISBN: 978-956-8181-09-3.
- Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. (Provisional) Articulado y Comentario. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN-MINDUR 2002:1988). (1988, octubre 5). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/2002-88.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Computers and Structures, Inc. (1995). *SAP2000. Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures. Advanced 12.0.0. Structural Analysis Program*. Berkeley, CA.
- Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado. Primera Revisión (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001). (2001, julio 25) [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/1756-1-01.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
-

- Edificaciones sismorresistentes. Parte 2: Comentarios. Primera Revisión (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN-MINDUR 1756-2:2001). (2001, julio 25). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/1756-2-01.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Electrodos revestidos de acero al carbono para soldadura manual al arco. Segunda Revisión. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN 1477:2001 -ANSI/AWS A5.1-). (2001, julio 25). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/1477-01.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites. Articulado y Comentarios. Primera Revisión. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN-MINDUR 1618:1998). (1998, diciembre 9). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/1618-98.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- FEDE. (2001, octubre). *Planteles Construidos con Sistema "R"*. 15p. s.l.: Autor.
- FEDE. (s.f. a). *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*. s.l. 62p.
- FEDE. (s.f. b). *Sistemas constructivos normalizados por la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas* [Datos en línea]. Disponible en: <http://www.fede.gob.ve/web/modelos-constructivos/> [Consulta: 2010, marzo 12]
- FUNVISIS. (s.f. a). *Esquema de límites de placas para Venezuela* [Imagen en línea]. Disponible: <http://img156.imageshack.us/img156/2042/diapositiva1bz9.jpg> [Consulta en: 2010, marzo 12]
- FUNVISIS. (s.f. b). *Eventos sísmicos ocurridos en Venezuela durante el Período 1990-2004* [Imagen en línea]. Disponible en: http://www.funvisis.gob.ve/imagenes/mapas/1990_2004.jpg [Consulta: 2010, marzo 18]
- FUNVISIS. (s.f. c). [Página Web en línea]. *Glosario Sismológico*. Disponible en: http://www.funvisis.gob.ve/glosario_.php [Consulta: 2010, marzo 12]
- FUNVISIS. (s.f. d). *Mapa de zonificación sísmica con fines de ingeniería (2001)* [Imagen en línea]. Disponible en: <http://img204.imageshack.us/img204/3928/diapositiva8fw9.jpg> [Consulta: 2010, marzo 12]

- FUNVISIS. (s.f. e). *Venezuela, País Sísmico* [Imagen en línea]. Disponible: <http://www.funvisis.gob.ve/archivos/mapas/historica.jpg> [Consulta en: 2010, marzo 12]
- FUNVISIS. (s.f. f). *¿Venezuela es un país sísmico?* [Página Web en línea]. Disponible en: http://www.funvisis.gob.ve/pais_sismico.php [Consulta: 2010, marzo 12]
- Gere, J. y Timoshenko, S. (1986). *Mecánica de Materiales. Segunda Edición*. México. Grupo Editorial Iberoamérica. 825p.
- GHI y OECD, Programme on Educational Building. (2004). *Keeping schools safe in earthquakes. School Safety and Security* (Producto del encuentro de un Grupo de Expertos expresamente sobre la Seguridad ante Terremotos en las Escuelas, en París, del 9 al 11 de febrero de 2004) [Documento en línea]. OECD Online Bookshop: servicio proporcionado por OECD Publishing, una División del OECD's Public Affairs and Communications Directorate. Londres, RU. 249p. Disponible en: <http://www.oecdbookshop.org/oecd/display.asp?sf1=identifiers&st1=952004021E1> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Governor's Office of Emergency Services. (2003, enero). *Guide and checklist for nonstructural Earthquake hazards in california schools*. Safer schools. California. (Un proyecto de Governor's Office of Emergency Services. Department of General Services. Division of the State Architect. Seismic Safety Commission. Department of Education. Authorized by Government Code Section 8587.7 -SB 1122 Alarcon, Statutes of 1999- as part of the overall emergency preparedness efforts authorized by the California Emergency Services Act) [Documento en línea]. Division of the State Architect (DSA): una División del State of California's Department of General Services (DGS) que proporciona la supervisión del diseño y construcción de escuelas K-12 y colegios comunitarios, Desarrolla y mantiene la accesibilidad a las normas y códigos empleados en los edificios públicos y arrendados por el estado, e incorporar la oficina del State Historical Building Safety Board – cuidador del California's State Historical Building Code-. Sacramento, CA. 56p. Disponible en: <http://www.documents.dgs.ca.gov/dsa/pubs/SB1122.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Inversiones ArcoMetal, C.A. (2004). *Catálogo de Productos. Segunda Revisión*. 79p.
- LOPEZ, Oscar A. *Indicadores de riesgo sísmico en edificios escolares de Venezuela*. IMME. [online]. abr. 2009, vol.47, no.1 [citado 12 Marzo 2010], p.17-46. Disponible en la World Wide Web:

-
- <http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2009000100002&lng=es&nrm=iso>. ISSN 0376-723X.
- LÓPEZ, Oscar A, HERNANDEZ, Julio J, DEL RE, Gianina *et al.* *Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. IMME.* [online]. nov. 2004, vol.42, no.3, [Consulta: 12 de marzo de 2010] p.33-56. Disponible en: <http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2004000300002&lng=es&nrm=iso>. ISSN 0376-723X.
- Louie, J. (1996, octubre 9). *What is Richter Magnitude?* [Documento en línea]. Nevada Seismological Laboratory, University of Nevada. Reno, Nevada. 6p. Disponible en: <http://www.seismo.unr.edu/ftp/pub/louie/class/100/magnitude.html> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Massonnet, Ch. y Save, M. (1966). *Cálculo Plástico de las Construcciones. Tomo I. Estructuras Planas. Primera Edición.* Barcelona, España. Montaner y Simon, S.A. Editores. 398p.
- Newmark, M. y Rosenblueth, E. (1978). *Fundamentos de la Ingeniería sísmica.* México: Diana. 680p.
- OPS. (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Serie Mitigación de Desastres (Programa de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Coordinación del Socorro en Casos de Desastre)* [Documento en línea]. Organización Panamericana de la Salud. Washington, D.C. 134p. Disponible en: <http://www.paho.org/Spanish/PED/mit3-completo.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12] ISBN 92 75 32304 6.
- Perfiles (IPN) de alas Inclınadas de acero, laminados en caliente. Primera Revisión. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN 1149:1986). (1986, octubre 14). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/1149-86.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Perfiles IPN de alas Inclınadas de acero laminados en caliente. Segunda Revisión. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN 1149:2003). (2003, octubre 29). [Transcripción en línea]. Disponible en: http://www.arpbolivar.com/archivos/file/covenin/1149-2003_Perfiles_IPN_de_alas_inclinadas_de_acero.PDF [Consulta: 2010, marzo 12]
- Perfiles laminados en caliente. Características del acero. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN 1293:1985). (1985, junio 11). [Transcripción en línea]. Disponible en: http://www.arpbolivar.com/archivos/file/covenin/1293-1985_Perfiles_laminados_en_caliente.PDF [Consulta: 2010, marzo 12]
-

- Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural (República Bolivariana de Venezuela). (Norma Venezolana 1753:2006). (s.f.) Entregado a FONDONORMA para su aprobación: 2006, agosto 16. [Transcripción en línea]. Disponible en: http://www.arpbolivar.com/archivos/file/covenin/1753-2006_Proyecto_y_construccion_de_obras_en_concreto.pdf [Consulta: 2010, marzo 12]
- Rentschler, G. P. y Chen, W. F. (1974). *Program Pilot Test Associated with Beam-to-Column Web Connection Studies*. Fritz Engineering Laboratory Report No. 333.28. [Documento en línea]. Lehigh University: Lehigh Civil and Environmental Engineering Digital Library. Disponible en: http://digital.lib.lehigh.edu/fritz/pdf/333_28.pdf [Consulta: 7 de marzo de 2012]
- Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. (1980). *Test of Beam-to-Column Web Connection Details*. Report No. CE-STR-80-3. [Documento en línea]. Purdue University: Structural Engineering Report Series, Research Reports 1973-2001. Disponible en: <https://engineering.purdue.edu/CE/Academics/Groups/Structural/Details/PersonalWebPage/Architectural/Groups/Structural/Details/PersonalWebPage/ReportSeries/ReportSeries/1980/ReportSeries/1980/ce-str-80-3.pdf> [Consulta: 7 de marzo de 2012]
- Reuters. (2008, mayo 21). China investigará a constructoras. *cnnexpansion.com* [Periódico en línea]. Disponible en: <http://www.cnnexpansion.com/actualidad/2008/05/21/china-investigara-a-constructoras> [Consulta: 12 de marzo de 2010]
- SAC. (1999). *Interim Guidelines Advisory No. 2. Supplement to FEMA-267 Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures. FEMA 267B*. (Report No. SAC-99-01) [Documento en línea]. SAC Steel Project: Seismic Design Criteria for Steel Moment Frame Construction. Richmond, CA. 164p. Disponible en: <http://www.sacsteel.org/design/interimguidelines.html> [Consulta: 2010, marzo 12]
- SAC. (2000a). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350* [Documento en línea]. FEMA Library: base de datos de los recursos de FEMA a disposición del público. Washington, D.C. 224p. Disponible en: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1538> [Consulta: 2010, marzo 12]
- SAC. (2000b). *State of the Art Report on Connection Performance. FEMA 355d* [Documento en línea]. National Earthquake Hazards Reduction Program web site (responsable del sitio web, National Science Foundation y United States Geological Survey). Washington, D.C. 305p.

- Disponible en: <http://www.nehrp.gov/pdf/fema355d.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- SIDOR. (1982a). *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo II. Diseño de Miembros y Uniones. Segunda Edición.* Caracas. 1060p.
- SIDOR. (1982b). *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo III. Fundamentos teóricos. Segunda Edición.* Caracas. 738p.
- SIDOR. (1982c). *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo I. Especificaciones, Normas y Códigos. Segunda Edición.* Caracas. 1128p.
- Terminología de las normas COVENIN-MINDUR de edificaciones. (República Bolivariana de Venezuela). (Norma COVENIN-MINDUR 2004:1998). (1998, diciembre 9). [Transcripción en línea]. Disponible en: <http://www.sencamer.gob.ve/sencamer/normas/2004-98.pdf> [Consulta: 2010, marzo 12]
- Título A-Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Segunda Actualización. (República de Colombia). (Norma NSR-10, Título A). (2010, julio 15). [Transcripción en línea]. Disponible en: http://www.ing-davirbonilla.com/archivos/tituloa_nsr10.pdf [Consulta: 2011, septiembre 8]
- The Plycem Company. (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible en: http://www.plycem.com/descargas/GUIA_APLICACIONES_PLYCEM_1.pdf [Consulta: 2010, marzo 12]
- Universidad de Chile. (2000). *Bases Metodológicas. Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructuradas con pórticos de hormigón armado. Evaluación de elementos arquitectónicos. Evaluación de equipamiento* [Documento en línea]. Universidad de Chile, Centro colaborador OPS/OMS para mitigación de desastres en establecimientos de salud. Santiago de Chile. 122p. Disponible en: http://www.hospitalseguro.cl/documentos/Bases_Metodologicas.pdf [Consulta: 2010, marzo 12]
- Valenzuela B., J. G. (2007, agosto 29). *Escalas de Intensidad y Magnitud. Apuntes de Clases.* (CI 52S Diseño Sísmico de Estructuras, Semestre Primavera 2007) [Documento en línea] U-Cursos: plataforma de servicio multimedia con herramientas para el apoyo de la docencia presencial, desarrollado por la Facultad de Cs. Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. 5p. Disponible en: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/CI52S/1/material_docente/objeto/143494 [Consulta: 2010, marzo 12]
-

Vicson, S.A. (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible en: http://www.vicson.com.ve/ficha_prod.php?Id_articulo=91# [Consulta: 2010, marzo 12]

Wikimedia Commons (depositario de archivos multimedia hechos disponibles del dominio público y contenidos educativos multimedia de licencia liberada -imágenes, sonido y video clips- para todo el mundo, en su propio idioma). (1986). *Plate tectonics* [Imagen en línea]. Disponible en: http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Plates_tect2_en.svg [Consulta: 2010, marzo 12]

ANEXOS

- ANEXO A.** Resumen de la revisión efectuada al estudio de los ingenieros Alonso, G. y Figuera, F. (1997, septiembre), titulado *“Evaluación Estructural de Centros Educativos Dañados durante el Terremoto de Cariaco del 09 de julio de 1997, Estado Sucre”*.
- ANEXO B.** Muestra Fotográfica de algunas de las variantes en los Sistemas Estructurales de las Escuela Tipo R.
- ANEXO C.** Fotografías de las visitas realizadas a dos planteles.
- ANEXO D.** Planos en 2D de la Edificación 1 del C.P. B. Virginia Vera. “Híbrido” de Escuela Tipo R Tradicional Reforzada (R-3)
- ANEXO E.** Envoltentes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Elásticas, y de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Reducida según el Factor de Reducción R obtenido por Desempeño.
- ANEXO F.** Cálculos de Masas, Pesos y Carga Variable.
- ANEXO G.** Modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada
- ANEXO H.** Determinación del tipo de Conexión (TR ó PR) de la Conexión Columna-Viga de Carga.
- ANEXO I.** Resumen Esquemático de los Análisis y Desarrollo de los Análisis Estático No Lineal *“Pushover”*.
- ANEXO J.** Resultados de los ADL. Análisis Modal de los Modelos 1, 2, 3 y 4, y Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel (COVENIN-MINDUR 1756:2001), de los Modelos 1 y 4. Comparación de Cortante Basal, Derivas de los AENL con los ADL.
- ANEXO K.** Archivo fotográfico de elementos no estructurales encontrados en los planteles visitados, y que son típicos de las escuelas; incluyéndose su identificación según la clasificación de la Sección III.1

ANEXO A

Resumen de la revisión efectuada al estudio de los ingenieros Alonso, G. y Figuera, F. (1997, septiembre), titulado *“Evaluación Estructural de Centros Educativos Dañados durante el Terremoto de Cariaco del 09 de julio de 1997, Estado Sucre”*. (Alonso y Figuera, 1997).

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo A

Tabla A.1

Escuelas Tipo R identificadas en el Estudio de Alonso G. y Figuera R. (Alonso y Figuera, 1997).

Reporte Nº	NOMBRE	UBICACIÓN	MUNICIPIO	NIVEL DAÑOS	ESCUELA TIPO	NIVEL VULNERAB.	CANT	USO	CARACTERÍSTICAS	
TOMO I	2	U.E. BERNARDO BERMUDEZ	SAN JOSE DE AEROCUAR	ANDRES MATA	HRI	R-3	NHRI	1	MODULO ANEXO	TABIQUERIA DE BLOQUES Y TECHO CON CUBIERTA LIVIANA
	3	U.E. JOSE MARIA CARRERA	LAS MARGARITAS, CASANAY	ANDRES ELOY BLANCO	H	R-3	HRI	1	MODULO ANEXO	PARDES DE BLOQUES Y CUBIERTA DE LAMINAS METALICAS
	7	U.E. MIGUEL SANCHEZ PESQUERA	LOS ARROLLOS	BENITEZ	H	R-1	HRI	2	MODULO PEQUEÑO	
	8	E.B. CONC. NUEVA ESTRELLA	NUEVA ESTRELLA, EL PILAR	BENITEZ	HRI	R-3	NHRI	1	MODULO ANEXO	ESTRUCTURA METALICA, CUBIERTA LIGERA DE TECHO DE ACEROLIT, CERRAMIENTO PAREDES BLOQUE.
	9	E.B. MARIA RODRIGUEZ DE VERA	LOS ALMEDRONES, CHARALLAVE, CARUPANO	BERMUDEZ	H	R-3	NHRI	1	MODULO SECUNDARIO	PARDES DE BLOQUES Y CUBIERTA DE LAMINAS METALICAS
	10 11	U.E. ESTADO ANZOATEGUI J.I. ESTADO ANZOATEGUI	GUACA	BERMUDEZ	HPRI	R-3	NHRI	VARIOS	MODULO ANEXO COMEDOR	
	14	U.E. SANTA CATALINA	CANCHUNCHU, CARUPANO	BERMUDEZ	H	R-3	NHRI	1	MODULO ANEXO	PARDES DE BLOQUES Y CUBIERTA DE TABELONES
	18	U.E. MARIA REINA DE LÓPEZ	CARUPANO ARRIBA	BERMUDEZ	H	R-3	NHRI	VARIOS	MODULO ANEXO	
	20	U.B. CONC. MACARAPANA		BERMUDEZ	NHRI	R-3	NHRI	1	MODULO PRINCIPAL	EST. METALICA, CLUMNAS Y VIGAS DE PERFILES METALICOS ARRIOSTRADOS A NIVEL DEL TECHO. PARED BLOQ. CONC
	26	E.B. DR. LUIS NAPOLEON BLANCO	PUNTA ARAYA	CRUZ SALMERON ACOSTA	H	R-3	NHRI	1	MODULO	ESTRUCTURA METALICA,TECHO DE ACEROLIT
27	E.B. CRUZ SALMERON ACOSTA	ARAYA	CRUZ SALMERON ACOSTA	HRI	R-3	NHRI	1	MODULO SECUNDARIO	CORREAS DE MADERA Y CUBIERTAS DE LAMINAS METALICAS	
					R-2	?	2	MODULO SECUNDARIO	CORREAS DE MADERA Y CUBIERTAS DE LAMINAS METALICAS	
TOMO II	33	E.T.E. CUMANAGOTO	LAS MANOAS	RIBERO	HPRI	R-3	S	VARIOS	MODULO AMPLIACIÓN	
	35	J. I. FRANCISCO ARISTIGUIETA BADARACCO	CUMANÁ	SUCRE	H	R-3	NHRI	VARIOS	PRINCIPAL	PÓRTICOS DE ESTRUCTURA METÁLICA, CUBIERTA LIGERA Y TABIQUERÍA DE BLOQUES
	44	U. E. FÉ Y ALEGRÍA	AV. UNIVERSIDAD, CUMANÁ	SUCRE	HPRI	R-3	NHRI	VARIOS	MODULO ANEXO	ESTRUCTURA METÁLICA, TABIQUERÍA DE BLOQUES DE ARCILLA FRISADOS POR AMBAS CARAS.
	49	U. E. MANUEL SATURNINO	BARRIO TRES PICOS	SUCRE	HPRI	R-3	NHRI	3	MODULO ANEXO	
	52	E. B. NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO	CAIMANCITO	CRUZ SALMERÓN ACOSTA	H	R-3	NHRI	1	MODULO	SIMILAR SISTEMA R (CONCRETO ARMADO)
HPRI					R-2	NHRI	1	MODULO	SIMILAR SISTEMA R (CONCRETO ARMADO)	
NHRI					R-3	NHRI	1	MODULO	SIMILAR SISTEMA R (CONCRETO ARMADO)	

H: EDIFICACIÓN HABITABLE (DAÑOS MENORES)
 HRI: EDIFICACIÓN HABITABLE; REQUIERE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL INMEDIATA (PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN)
 HPRI: EDIFICACIÓN HABITABLE PARCIALMENTE; REQUIERE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL INMEDIATA EN ZONAS AFECTADAS. (PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN)
 NHRI: EDIFICACIÓN PELIGROSA HABITABLE; REQUIERE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL INMEDIATA (PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN)
 S: EDIFICACIÓN QUE DEBE SER DEMOLIDA (SUSTITUIDA), O EN SU DEFECTO DESTINADA PARA OTRO FIN, EN DONDE NO ESTÉ, INVOLUCRADAS PÉRDIDAS POSIBLES DE VIDA

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo A

Continúa...

Tabla A.1

Escuelas Tipo R identificadas en el Estudio de Alonso G. y Figuera R. (Alonso y Figuera, 1997).

Reporte Nº	NOMBRE	DAÑOS TERREMOTO	VULNERABILIDAD	OBSERVACION	
TOMO I	2	U.E. BERNARDO BERMUDEZ	FISURAS EN PAREDES, GRIETAS EN DINTELES DE PUERTAS	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	3	U.E. JOSE MARIA CARRERA	ALGUNAS FISURAS EN TABIQUERIA	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	7	U.E. MIGUEL SANCHEZ PESQUERA	NO SE OBSERVARON DAÑOS DE IMPORTANCIA		REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, FALTA DE MANTENIMIENTO
	8	E.B. CONC. NUEVA ESTRELLA	DAÑOS MENORES, GRIETAS MENORES EN PARED Y FISURAS EN PISO	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL, MANTENIMIENTO, TALUD CERCANO
	9	E.B. MARIA RODRIGUEZ DE VERA	FISURAS EN TABIQUERIA, SEPARACION DE PAREDES DE LA ESTRUCTURA METALICA	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	10 11	U.E. ESTADO ANZOATEGUI J.I. ESTADO ANZOATEGUI	FISURA Y GRIETAS EN TABIQUERIA	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO, NIVEL FRATICO ALTO
	14	U.E. SANTA CATALINA	FISURAS EN TABIQUERIA, SEPARACION DE PAREDES DE LA ESTRUCTURA METALICA	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SEC. INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HOR., ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRE LONG. POR CORREAS DEL TECHO, LOSA TABELONES	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	18	U.E. MARIA REINA DE LÓPEZ	FISURAS EN TABIQUERIA, SEPARACION PAREDES- ESTRUCT. METALICA, CUBIERTA AFECTADA EN TRAMOS	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	20	U.B. CONC. MACARAPANA	GRIETAS EN PAREDES, SEPARACION DE PAREDES DE BLOQUE DE LAS COLUMNAS	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	26	E.B. DR. LUIS NAPOLEON BLANCO	DAÑOS MENORES, GRIETAS MENORES EN PAREDES.	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
TOMO II	27	E.B. CRUZ SALMERON ACOSTA	GRIETAS EN PAREDES	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
			GRIETAS EN PAREDES	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	33	E.T.E. CUMANAGOTO	LEVES DAÑOS TABIQUERÍA, PAREDES SUELTAS Y AGRIETAMIENTO		DEMOLICIÓN INMEDIATA. PROYECTO INMEDIATO DE REFORZAMIENTO Y ADECUACIÓN ESTRUCTURAL. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MÓDULOS A SER DEMOLIDOS.
	35	J. I. FRANCISCO ARISTIGUETA BADARACCO	NO SE OBSERVARON DAÑOS	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
	44	U. E. FÉ Y ALEGRÍA	PAREDES DESPLOMADAS, GRIETAS EN PAREDES, TECHO PARCIALMENTE CAÍDO	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO
49	U. E. MANUEL SATURNINO	SEPARACIÓN DE PAREDES	PERFILES METAL. DE COLUMNAS DE SECCION INSUF., TABIQUERIA IND. DE LAS COLUMNAS, PAREDES PUEDEN DESPLOMARSE POR CARGAS HORIZONTALES, ESTRUCT. SIN RIGIDEZ LATERAL EN AMBOS SENTIDOS, ARRIOSTRAMIENTO LONG. POR CORREAS DEL TECHO	REFUERZO METALICO PARED-COLUMNA, REHACER PAREDES, REPARAR GRIETAS Y FRISOS, REPONER ELEMENTOS DE METAL Y MADERA EN MAL ESTADO, RIGIDIZAR ESTRUCTURA, MANTENIMIENTO ANTICORROSIVO	
52	E. B. NUESTRA SEÑORA DEL ROSARIO				

ANEXO B

Muestra Fotográfica de algunas de las variantes en los Sistemas Estructurales de las Escuela Tipo R.

B.1. Fotografías Cortesía de: *La Dirección de Construcción de la Dirección General de Equipamiento Territorial del Ministerio del Poder Popular para la Infraestructura.*

9 Variantes en las Escuelas Tipo R Tradicional

(Estados Barinas 2, Cojedes 5, Portuguesa 1 y Táchira 1)

14 Variantes en las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

(Estados Barinas 1, Cojedes 10, Miranda 2 y Portuguesa 1)

1 Muestra de una Escuela Tipo R Modificada Reforzada

(Estado Miranda)

B.2. Fotografías Obtenidas del Documento de FEDE Titulado “*Planteles Construidos con Sistema R*”. (FEDE, 2001).

5 Escuelas Tipo R Tradicional

(Estado Miranda 4 y Distrito Capital 1)

B.3. Fotografías Obtenidas de la página web de la *Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas – FEDE.* (FEDE, s.f. b).

5 Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas

(Estados Guarico 1, Lara 2, Monagas 1 y Distrito Capital 1)

1 Escuelas Tipo R Modificada Reforzadas

(Estado Aragua)

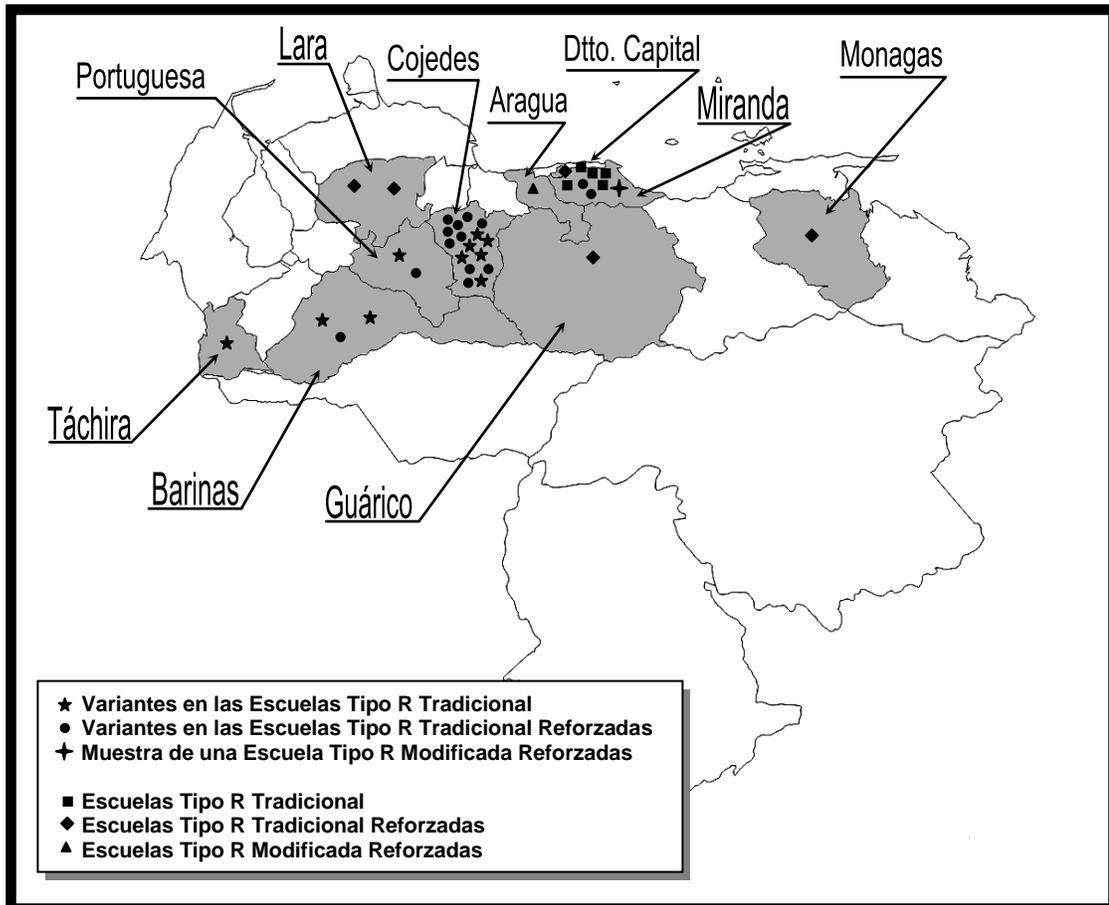


Figura B. Mapa ilustrativo de los Estados en donde se ubican las edificaciones escolares similares a las Escuelas Tipo R, incluidas en la muestra fotográfica.

B.1. Fotografías Cortesía de: La Dirección de Construcción de la Dirección General de Equipamiento Territorial del Ministerio del Poder Popular para la Infraestructura.

Variantes en las Escuelas Tipo R Tradicional

- 1) Escuela Técnica Agropecuaria Robinsoniana *Idelfonso Méndez Omaña*
Municipio Jáuregui, Estado Táchira



Fotografía B.1.



Fotografía B.2.

- 2) C.E.I.B *Caja de Agua II*
Estado Cojedes



Fotografía B.3.



Fotografía B.4.

3) *Gran Mariscal de América*

Estado Barinas



Fotografía B.5.



Fotografía B.6.



Fotografía B.7.

4) E.T.A. *Don Simón Rodríguez*

Estado Barinas



Fotografía B.8.

5) Centro de Educación Inicial *INAVI B*

Caño de Indio, Edo. Cojedes



Fotografía B.9.



Fotografía B.10.



Fotografía B.11.



Fotografía B.12.



Fotografía B.13.



Fotografía B.14.

6) Centro de Educación *Las Palmas*
Estado Cojedes



Fotografía B.15.



Fotografía B.16.



Fotografía B.17.

7) E.T.A. *Oscar Villanueva*

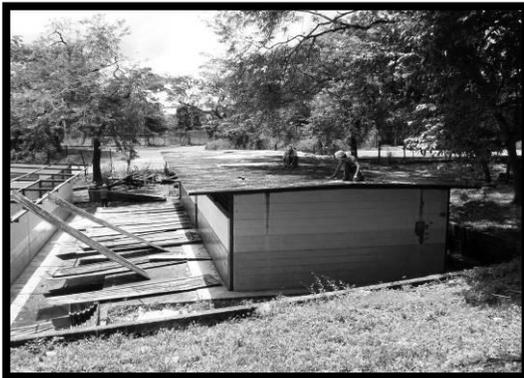
Guanare, Estado Portuguesa



Fotografía B.18.



Fotografía B.19.



Fotografía B.20.



Fotografía B.21.



Fotografía B.22.

8) C.E.I.B. *Manaure*

Estado Cojedes



Fotografía B.23.



Fotografía B.24.



Fotografía B.25.



Fotografía B.26.



Fotografía B.27.



Fotografía B.28.



Fotografía B.29.



Fotografía B.30.

9) C.E.I.S. *Rómulo Gallegos*

Estado Cojedes



Fotografía B.31.



Fotografía B.32.



Fotografía B.33.



Fotografía B.34.



Fotografía B.35.



Fotografía B.36.

Variantes en las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

1) E.T.A. *Oscar Villanueva*

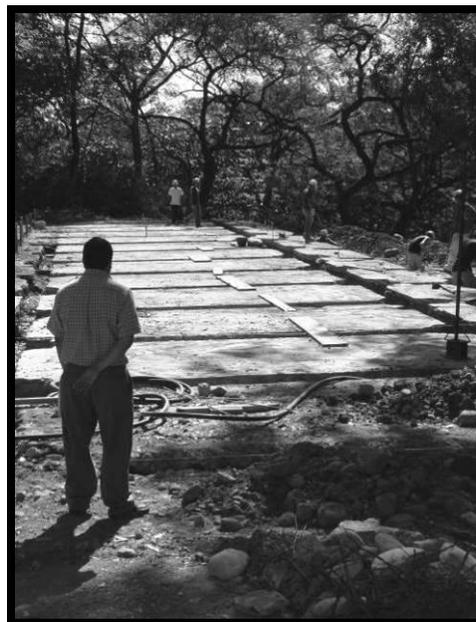
Guanare, Estado Portuguesa



Fotografía B.37.



Fotografía B.38.



Fotografía B.39.



Fotografía B.40.



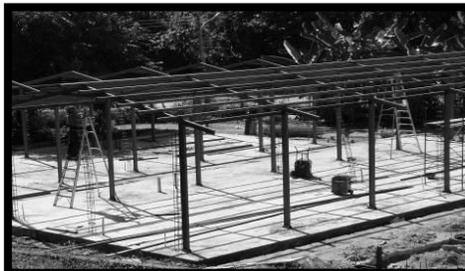
Fotografía B.41.



Fotografía B.42.



Fotografía B.43.



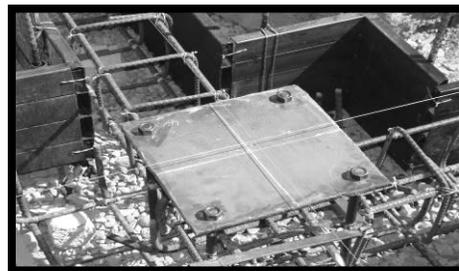
Fotografía B.44.



Fotografía B.45.



Fotografía B.46.



Fotografía B.47.



Fotografía B.48.



Fotografía B.49.



Fotografía B.50.



Fotografía B.51.



Fotografía B.52.



Fotografía B.53.



Fotografía B.54.



Fotografía B.55.



Fotografía B.56.



Fotografía B.57.



Fotografía B.58.



Fotografía B.59.



Fotografía B.60.



Fotografía B.61.



Fotografía B.62.



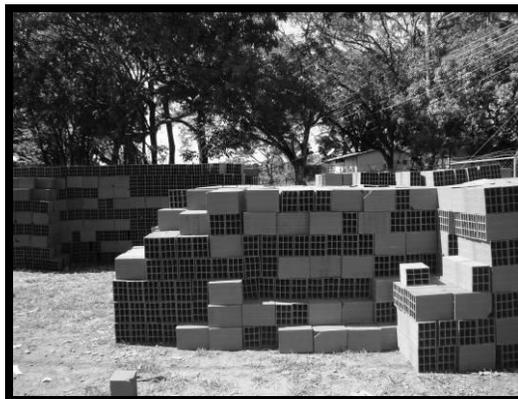
Fotografía B.63.



Fotografía B.64.



Fotografía B.65.



Fotografía B.66.

2) C.E.I.B *Caja de Agua II*

Estado Cojedes



Fotografía B.67.



Fotografía B.68.

3) C.E.I.B. *Monseñor Sixto Sosa*

Estado Cojedes



Fotografía B.69.



Fotografía B.70.



Fotografía B.71.



Fotografía B.72.



Fotografía B.73.



Fotografía B.74.



Fotografía B.75.



Fotografía B.76.



Fotografía B.77.



Fotografía B.78.



Fotografía B.79.



Fotografía B.80.

4) C.E.I.S. *La Herrereña*
Estado Cojedes



Fotografía B.81.



Fotografía B.82.



Fotografía B.83.

5) C.E.I.S. Rómulo Gallegos
Estado Cojedes



Fotografía B.84.



Fotografía B.85.



Fotografía B.86.

6) Liceo Nacional *Creación Pueblo Nuevo*
Estado Cojedes



Fotografía B.87.

7) Centro de Educación Inicial *INAVI B*
Caño de Indio, Estado Cojedes



Fotografía B.88.



Fotografía B.89.



Fotografía B.90.



Fotografía B.91.



Fotografía B.92.



Fotografía B.93.



Fotografía B.94.



Fotografía B.95.

8) C.E.I. *Balmira Villegas*

Estado Cojedes



Fotografía B.96.



Fotografía B.97.



Fotografía B.98.



Fotografía B.99.



Fotografía B.100.



Fotografía B.101.



Fotografía B.102.



Fotografía B.103.



Fotografía B.104.



Fotografía B.105.



Fotografía B.106.

9) C.E.I.B. *Manaure*
Estado Cojedes



Fotografía B.107.

10) E.T.A. *Piñate*
Estado Miranda



Fotografía B.108.

11) Liceo Nacional *Alejandro F.*

Estado Cojedes



Fotografía B.109.



Fotografía B.110.



Fotografía B.111.



Fotografía B.112.



Fotografía B.113.



Fotografía B.114.

12) E.T.I. Cruz Villegas

Estado Miranda



Fotografía B.115.



Fotografía B.116.



Fotografía B.117.



Fotografía B.118.



Fotografía B.119.



Fotografía B.120.

13) E. T. A. *Don Simón Rodríguez*

Estado Barinas



Fotografía B.121.

14) Liceo Nacional *Creación Pueblo Nuevo*

Estado Cojedes



Fotografía B.122.

Muestra de una Escuela Tipo R Modificada Reforzada

- 1) E.T.I. *Cruz Villegas*
Estado Miranda



Fotografía B.123.



Fotografía B.124.

B.2. Fotografías Obtenidas del Documento de FEDE Titulado “*Planteles Construidos con Sistema R*”. (FEDE, 2001).

Escuelas Tipo R Tradicional

1) U.E.T.A. *Piñate*

Municipio Tomás Lander, Estado Miranda



Fotografía B.125.



Fotografía B.126.



Fotografía B.127.



Fotografía B.128.

2) U.E.N. *Luis Herrera Campins*

Municipio Libertador, Distrito Capital



Fotografía B.129.



Fotografía B.130.

3) U.E. *Juan Bautista Castro*

El Llanito, Estado Miranda



Fotografía B.131.



Fotografía B.132.



Fotografía B.133.

4) U.E. *Yare*

Estado Miranda



Fotografía B.134.



Fotografía B.135.



Fotografía B.136.

5) E.B. *Alfaro Zamora*

El Cafetal, Edo. Miranda. (Ver también Anexo C.1)



Fotografía B.137.



Fotografía B.138.



Fotografía B.139.

B.3. Fotografías Obtenidas de la página web de la *Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas* – FEDE. (FEDE, s.f. b).

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas

1) Escuela Bolivariana *El Rodeo*

Estado Lara



Fotografía B.140.



Fotografía B.141.



Fotografía B.142.



Fotografía B.143.



Fotografía B.144.



Fotografía B.145.

2) Escuela Bolivariana Los Robles
Estado Lara



Fotografía B.146.



Fotografía B.147.



Fotografía B.148.



Fotografía B.149.

3) Escuela Bolivariana *Gran Mariscal de Ayacucho*
Estado Guárico



Fotografía B.150.

4) C.E.I. *República de Venezuela*
Maturín, Estado Monagas



Fotografía B.151.



Fotografía B.152.



Fotografía B.153.



Fotografía B.154.

5) C.E.I. *Crucita Delgado*

Distrito Capital



Fotografía B.155.



Fotografía B.156.



Fotografía B.157.



Fotografía B.158.

Escuelas Tipo R Modificada Reforzadas

1) Simoncito *Aragua*

Municipio Girardot, Estado Aragua



Fotografía B.159.



Fotografía B.160.



Fotografía B.161.



Fotografía B.162.

ANEXO C

Fotografías de las visitas realizadas a dos planteles.

C.1. Fotografías de la Visita a la E. B. N. *J.A. Alfaro Zamora*.

C.2. Fotografías de la Visita al C. P. B. *Virginia Vera*.

C.1. Fotografías de la Visita a la E. B. N. J.A. Alfaro Zamora.



Fotografía C.1. Mampostería de bloques de concreto.



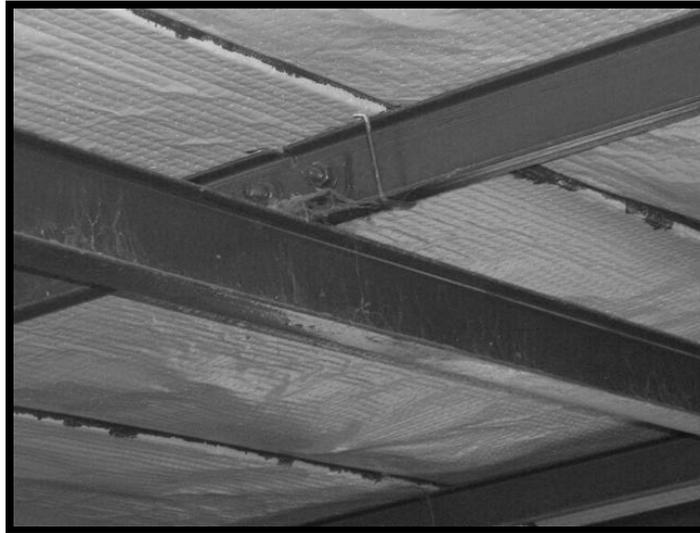
Fotografía C.2. Edificación 1. Fachada Este. Edificación de 4 aulas (R-4) de cubierta liviana de láminas metálicas corrugadas. Vista hacia el Sur-Oeste.



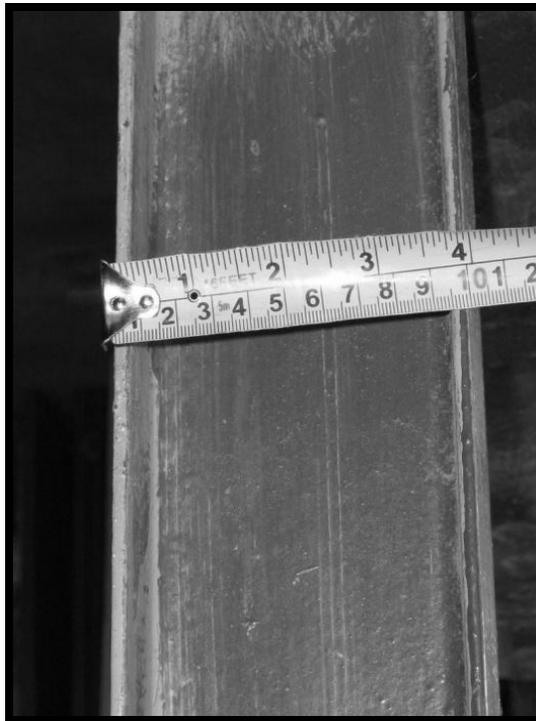
Fotografía C.3. Edificación 1. Tensores de barras macizas para arriostramiento de pórticos transversales. Se aprecia grandes espaciamientos entre correas.



Fotografía C.4. Edificación 1. Tensores de arriostramiento diagonal. Dispuestos en ambos planos de la cubierta de techo, en uno de los módulos extremos de la edificación.



Fotografía C.5. Edificación 1. Presencia de uniones apernadas entre correas de perfiles metálicos tipo IPN80. Las vigas de carga son perfiles metálicos tipo IPN100. Láminas base impermeabilizadas de la cubierta de techo al parecer de tipo fibro-cemento.



Fotografía C.6. Edificación 1. Columnas de perfiles metálicos tipo IPN100.



Fotografía C.7. Edificación 2. Fachada Oeste. Estructura con ciertas similitudes a las Escuelas Tipo R Tradicional (R-4), (FEDE, s.f. a). Posee cubierta de techo liviana de láminas metálicas corrugadas, posiblemente de tipo acero recubierto con asfalto y aluminio por ambas caras. Vista hacia el Sur-Este.



Fotografía C.8. Edificación 2. Correas de tubos rectangulares 80x40 tipo CONDUVEN y vigas de carga de perfiles metálicos tipo IPN100.



Fotografía C.9. Edificación 2. Empernado de los elementos metálicos. Anclaje de las barras tensores de arriostramiento del techo en el tope de una columna.



Fotografía C.10. Edificación 2. Columnas de perfiles metálicos tipo IPN80.



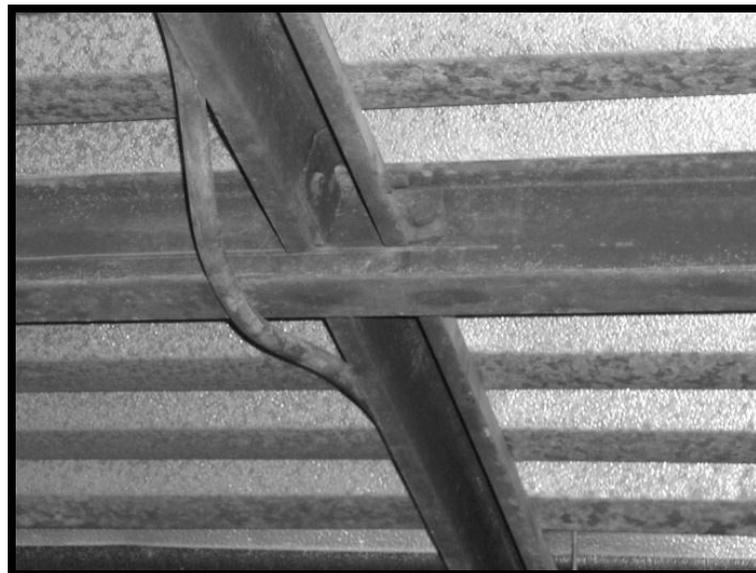
Fotografía C.11. Edificación 2. Caso particular de uso de perfil metálico tipo IPN120 como columna de refuerzo. Columnas en el extremo Sur-Este de esta edificación, y apreciadas hacia la parte externa de dicha fachada.



Fotografía C.12. Edificación 2. Tubos rectangulares 80x40 tipos CONDUVEN. Empleados como correas de la cubierta de techo y perfiles metálicos tipo IPN100 como vigas de carga. Base de la cubierta de techo de listones de madera impermeabilizados. La estructura está adosada a una pared en su fachada Norte.



Fotografía C.13. Edificación 4. Uso de perfil metálicos tipos IPN100 para columnas. Caso análogo con la Edificación 3.



Fotografía C.14. Edificación 4. Presencia de perfiles omega como arriostramiento lateral de las correas de la cubierta de techo liviana, mediante pasadores. Cubierta de techo liviana de láminas metálicas corrugadas de acero galvanizado. Caso análogo con la Edificación 3.

C.2. Fotografías de la Visita al C. P. B. *Virginia Vera*.



Fotografía C.15. Escudo insignia del Plantel.



Fotografía C.16. Placa del Ministerio de Educación y Deportes que identifica el plantel.



Fotografía C.17. Vista del patio interno a la entrada del plantel. Fotografía tomada en dirección Norte-Este. A la izquierda se encuentra el módulo del comedor, al fondo y a la izquierda se encuentra la Dirección del plantel, a la derecha la Edificación 1 y al fondo tras ésta, el depósito o almacén.



Fotografía C.18. Módulo del comedor. Fachada Sur. Vista hacia el Norte.



Fotografía C.19. Módulo del comedor. Fachada Lateral Este. Vista hacia el Sur-Oeste.



Fotografía C.20. Módulo de comedor. Distribución interna.



Fotografía C.21. Módulo de Comedor. Distribución de los tubos rectangulares tipo CONDUVEN para correas y las vigas de carga. Presenta columnas de concreto en la parte central, y sobre estas y bajo las vigas de carga se presentan vigas de amarre de tubos rectangulares tipo CONDUVEN en la dirección larga.



Fotografía C.22. Módulo de Comedor. Puerta Norte de acceso al comedor. Las columnas del comedor son de concreto con una conexión metálica empotrada en su tope.



Fotografía C.23. Dirección del plantel. Acceso principal. Se observa que las estructuras de la dirección del plantel y del Módulo de Comedor están conectadas entre sí.



Fotografía C.24. Edificación 1. Parte de la Fachada Sur.



Fotografía C.25. Edificación 1. Bloques de ventilación del baño anexo a la Edificación 1 (Fachada Sur). En toda la escuela se observaron lámparas sin protección para el posible desprendimiento de los bombillos fluorescentes.



Fotografía C.26. Edificación 1. Vista de la cubierta de techo y distribución de los perfiles metálicos tipo I en el extremo del baño anexo. Fachada Oeste.



Fotografía C.27. Edificación 1. Detalle de la disposición horizontal de la viga de superior del extremo del baño anexo. Fachada Oeste.



Fotografía C.28. Edificación 1. Fachada Norte y Oeste del baño anexo (sanitarios). Vista Sur-Este



Fotografía C.29. Edificación 1. Pasillo de circulación. Fachada Este.



Fotografía C.30. Edificación 1. Pasillo de circulación con vista hacia el baño anexo. Vista hacia el Sur.



Fotografía C.31. Edificación 1. Alero de la Edificación 1 sostenido por tensores de barras macizas de acero de $\frac{3}{4}$ ".



Fotografía C.32. Edificación 1. Detalle de la conexión del tensor del alero. Vista de la cara inferior del alero.



Fotografía C.33. Edificación 1. Detalle de la cubierta de techo, donde se aprecia el espesor del mortero de cemento colocado bajo las tejas criollas.



Fotografía C.34. Edificación 1. Fachada Este. Vista desde el Este hacia el Oeste.



Fotografía C.35. Edificación 1. Fachada Este. Vista desde el Norte hacia el Sur.



Fotografía C.36. Edificación 1. Apéndices (tipo closet) existentes en los extremos de la Fachada Este. Extremo Norte-Este.



Fotografía C.37. Edificación 1. Detalle de uno de los Apéndices (tipo closet) existente en esta edificación. Vista desde la parte interior de aula.



Fotografía C.38. Edificación 1. Detalle de la disposición horizontal de las vigas de arriostramiento entre los pórticos transversales de la edificación. La Edificación 1 presenta ciertas variaciones respecto de los modelos de Escuelas tipo R, pero difiere mucho menos de estos últimos que la Edificación 2.



Fotografía C.39. Depósito o almacén existente entre la Edificación 1 y 2.
Vista hacia el Norte-Oeste.



Fotografía C.40. Depósito o almacén existente entre la Edificación 1 y 2.
Vista hacia el Norte-Este.



Fotografía C.41. Edificación 2. Vista de la cartela formada por chapas metálicas para el soporte del alero.



Fotografía C.42. Edificación 2. Otro detalle de las cartelas.



Fotografía C.43. Edificación 2. Pasillo en Fachada Sur. A pesar de semejarse a simple vista a las estructuras de las Escuelas Tipo R Modificada, presenta suficientes variaciones que la hacen descartarla como estructura de este tipo.



Fotografía C.44. Edificación 2. Fachada Sur. Vista hacia el Norte-Oeste.



Fotografía C.45. Elemento no estructural ornamental (forma de insecto). Elemento ubicado sobre el tronco de este árbol, y que pudiera vulnerar la vida de los niños a la hora de un sismo severo.

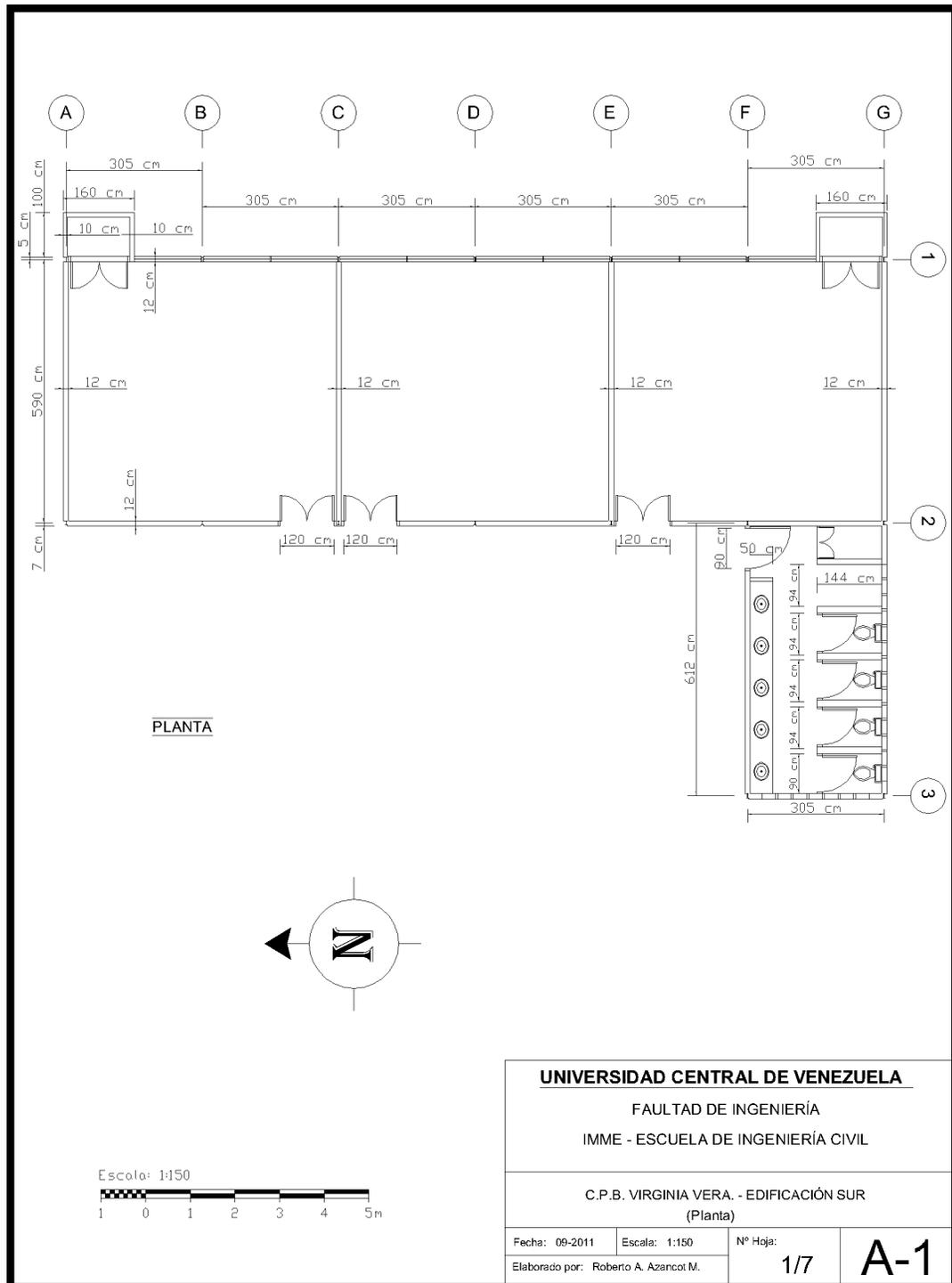
ANEXO D

Planos en 2D de la Edificación 1 del C.P. B. Virginia Vera. *“Híbrido” de Escuela Tipo R Tradicional Reforzada (R-3)*

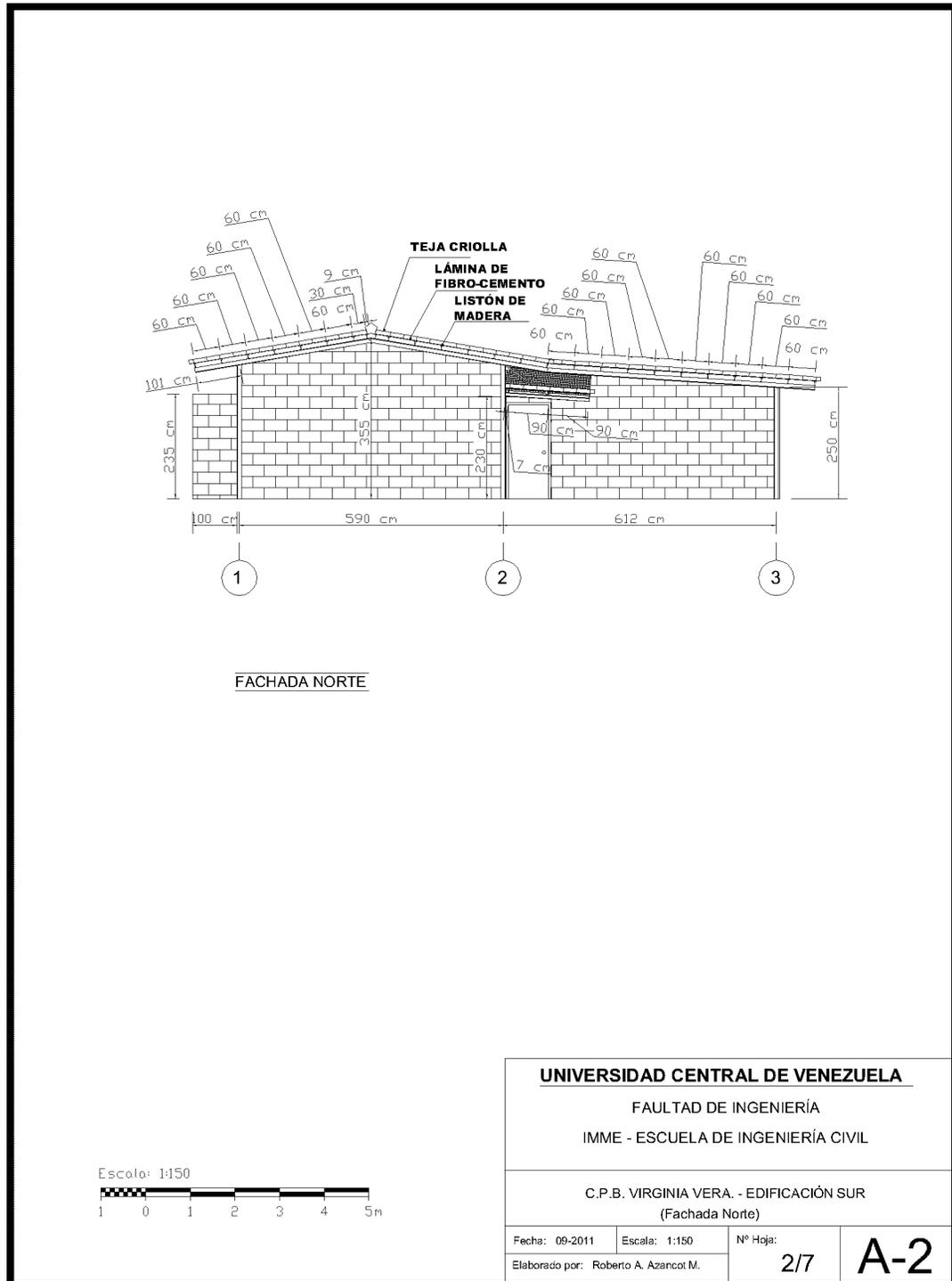
D.1. Planos Arquitectónicos.

D.2. Planos de Estructuras.

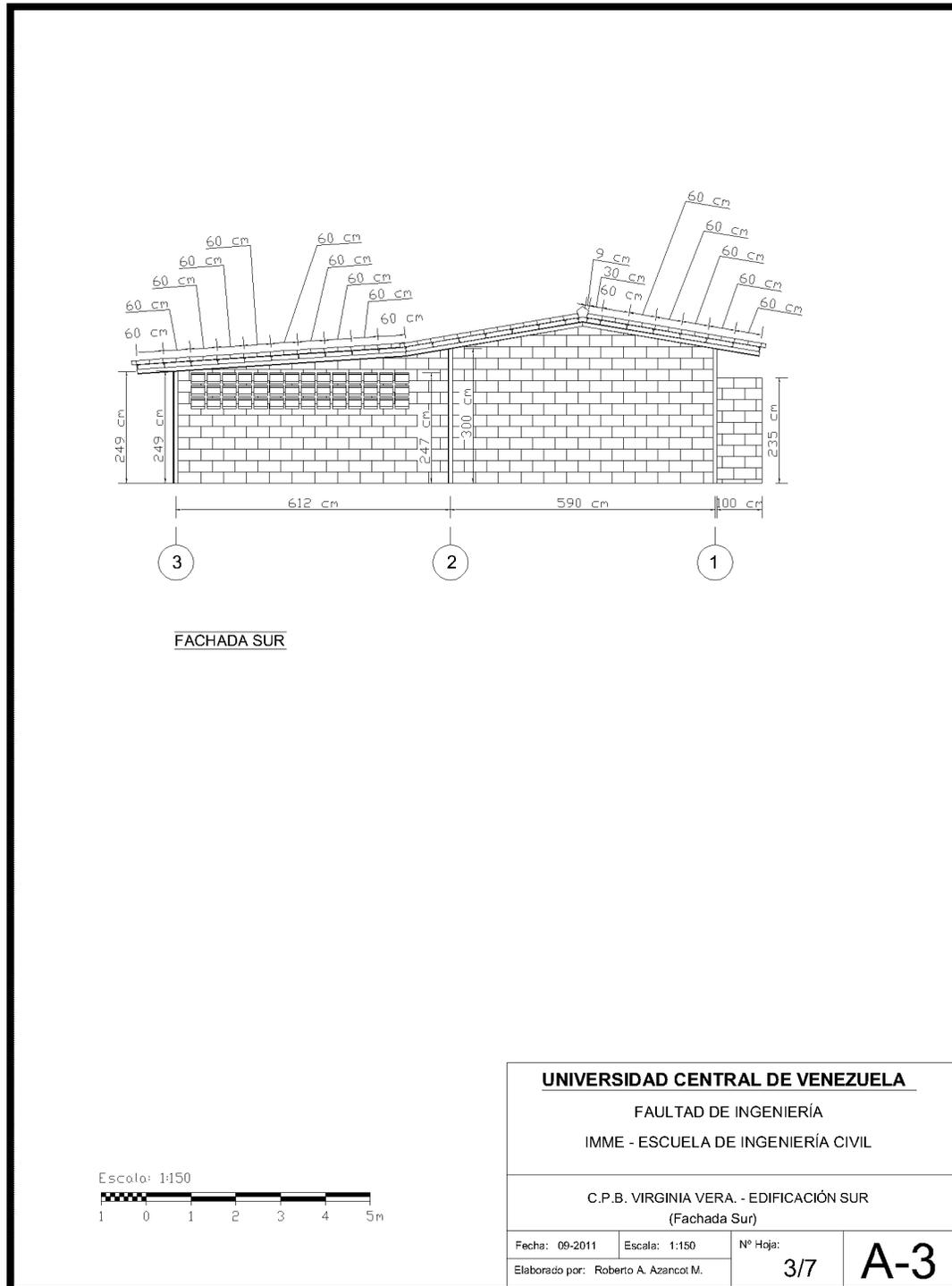
D.1. Planos Arquitectónicos.



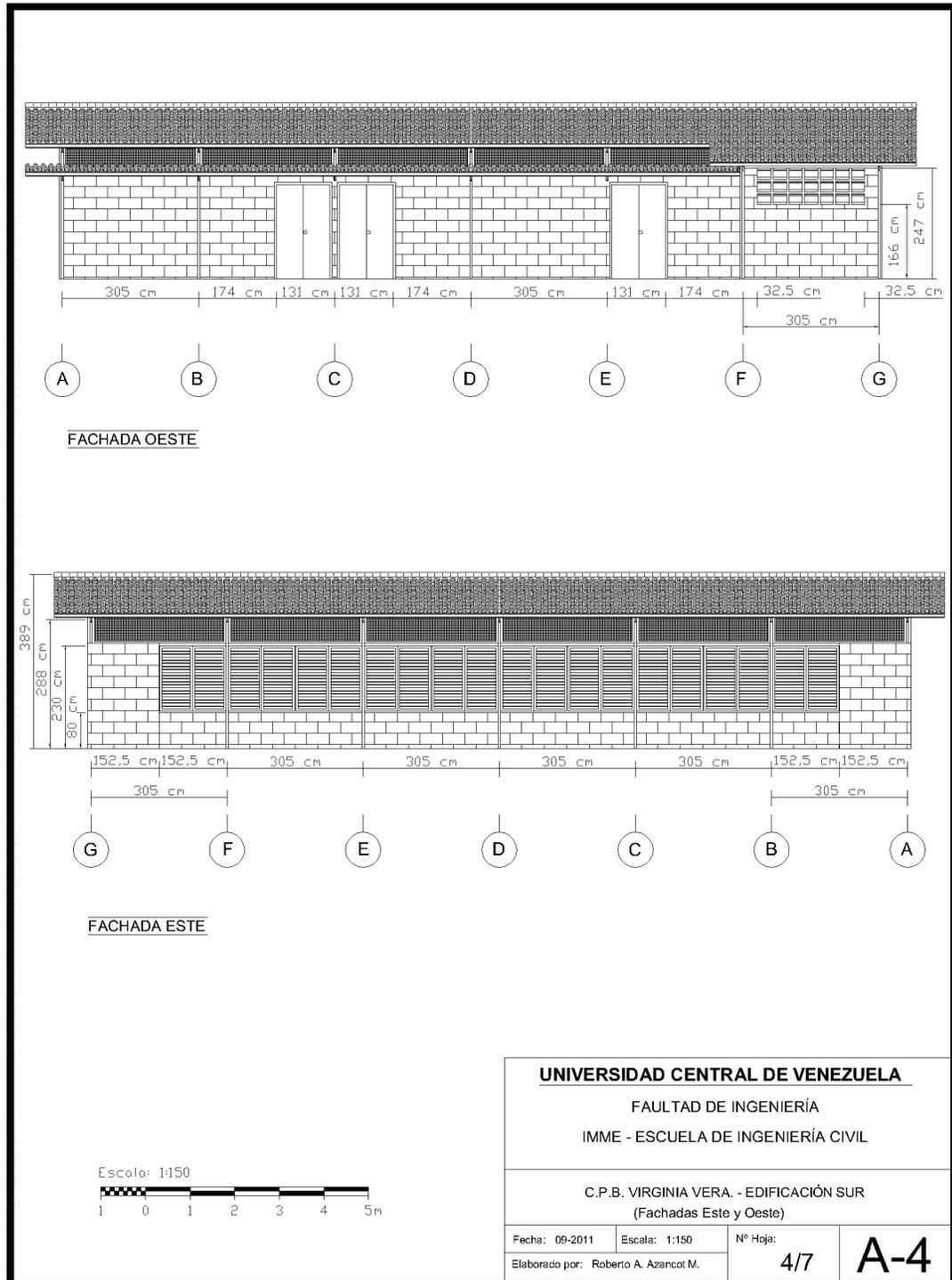
Plano D.1. Plano Arquitectónico de la Planta.



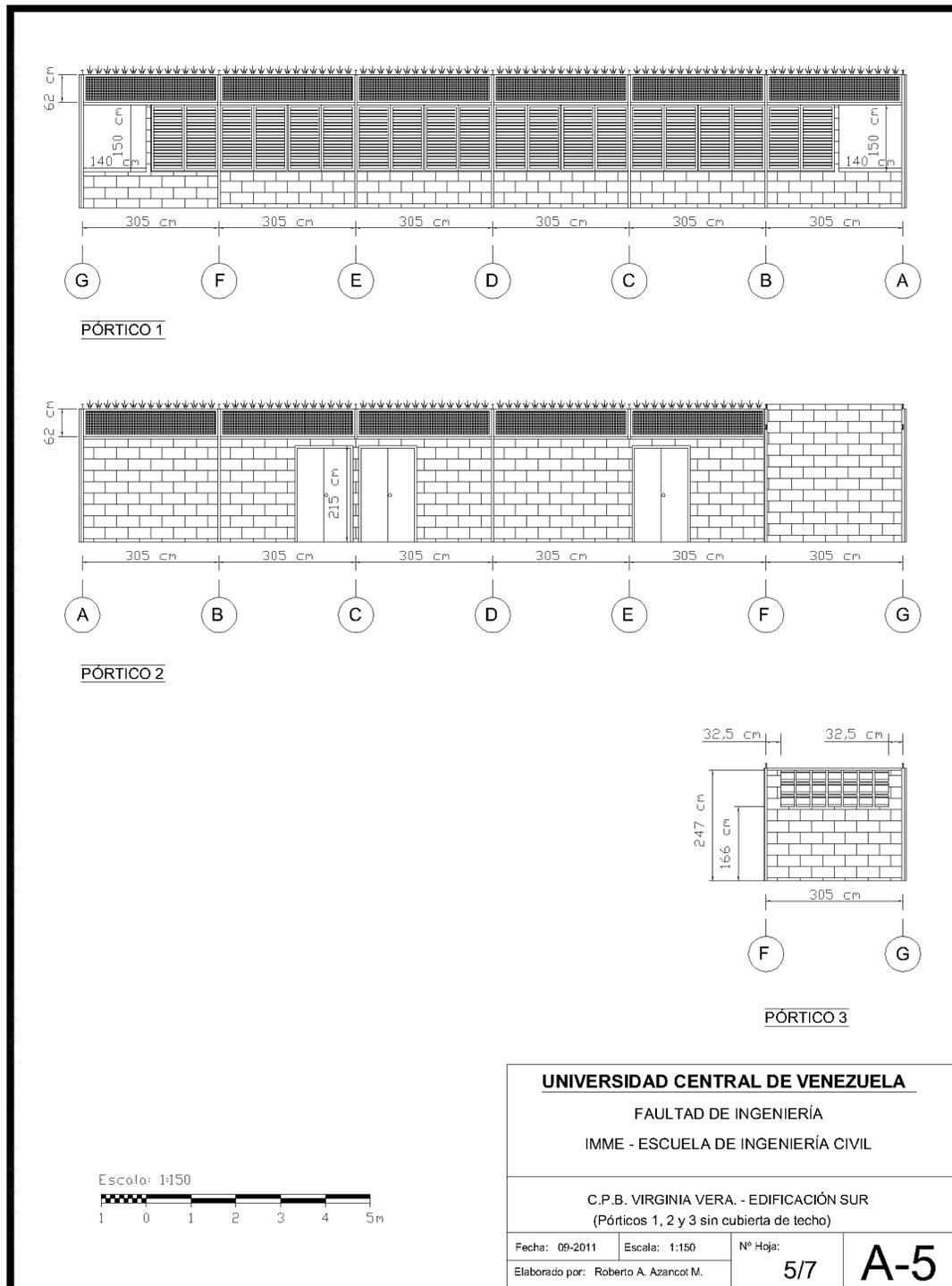
Plano D.2. Plano Arquitectónico de la Fachada Norte.



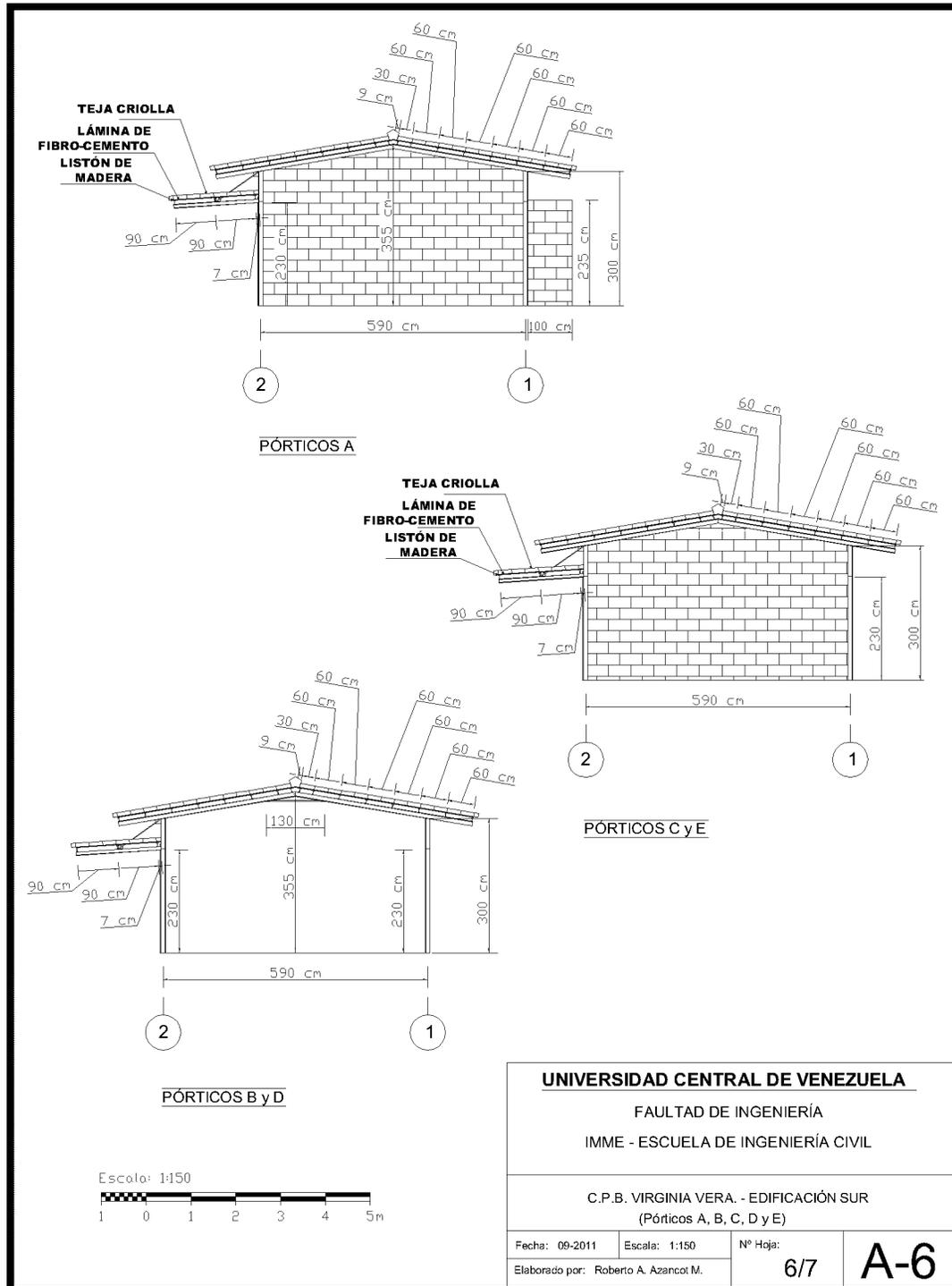
Plano D.3. Plano Arquitectónico de la Fachada Sur.



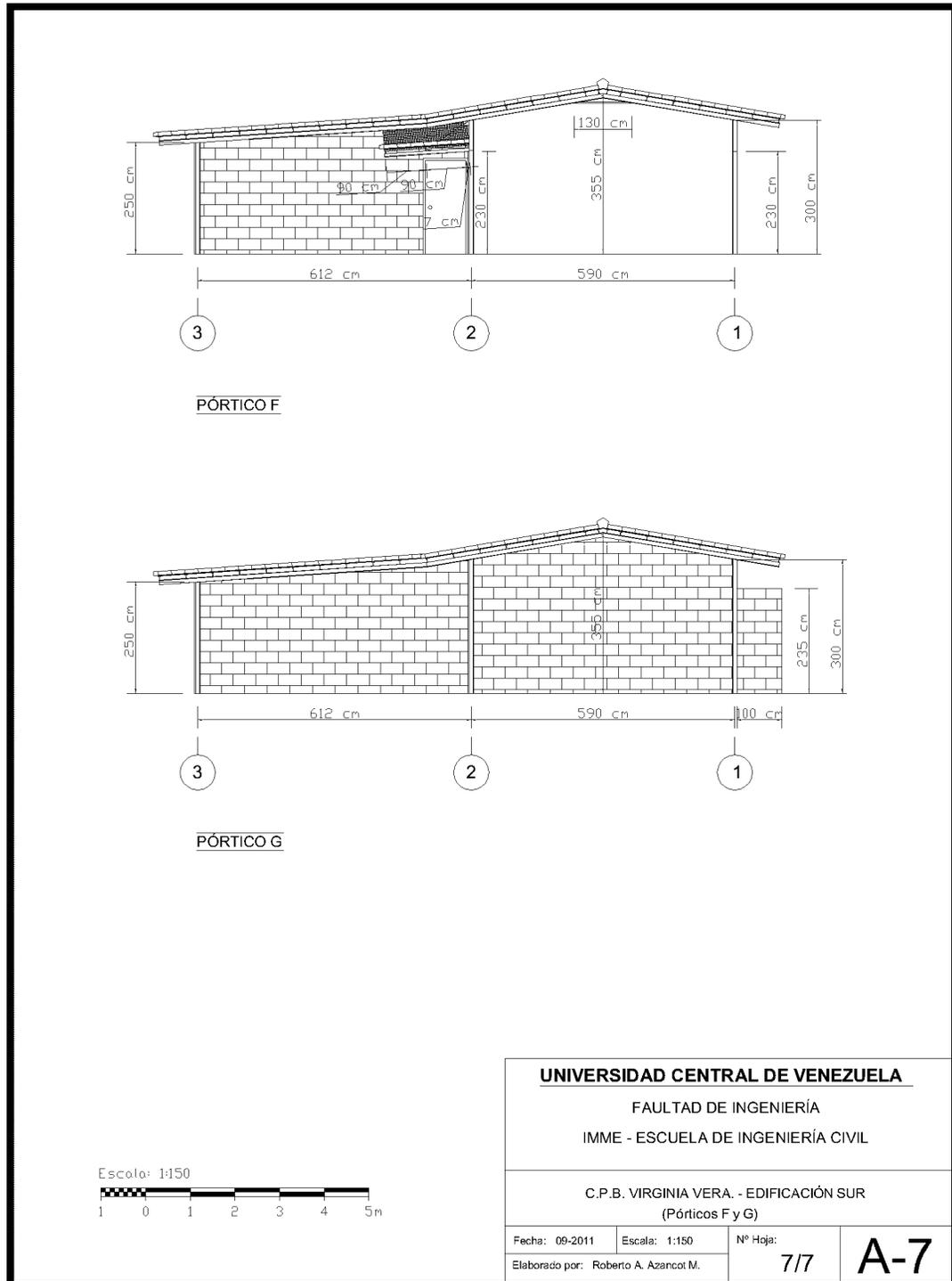
Plano D.4. Plano Arquitectónico de la Fachada Este y Oeste.



Plano D.5. Plano Arquitectónico de los pórticos 1, 2 y 3 sin la cubierta de techo.

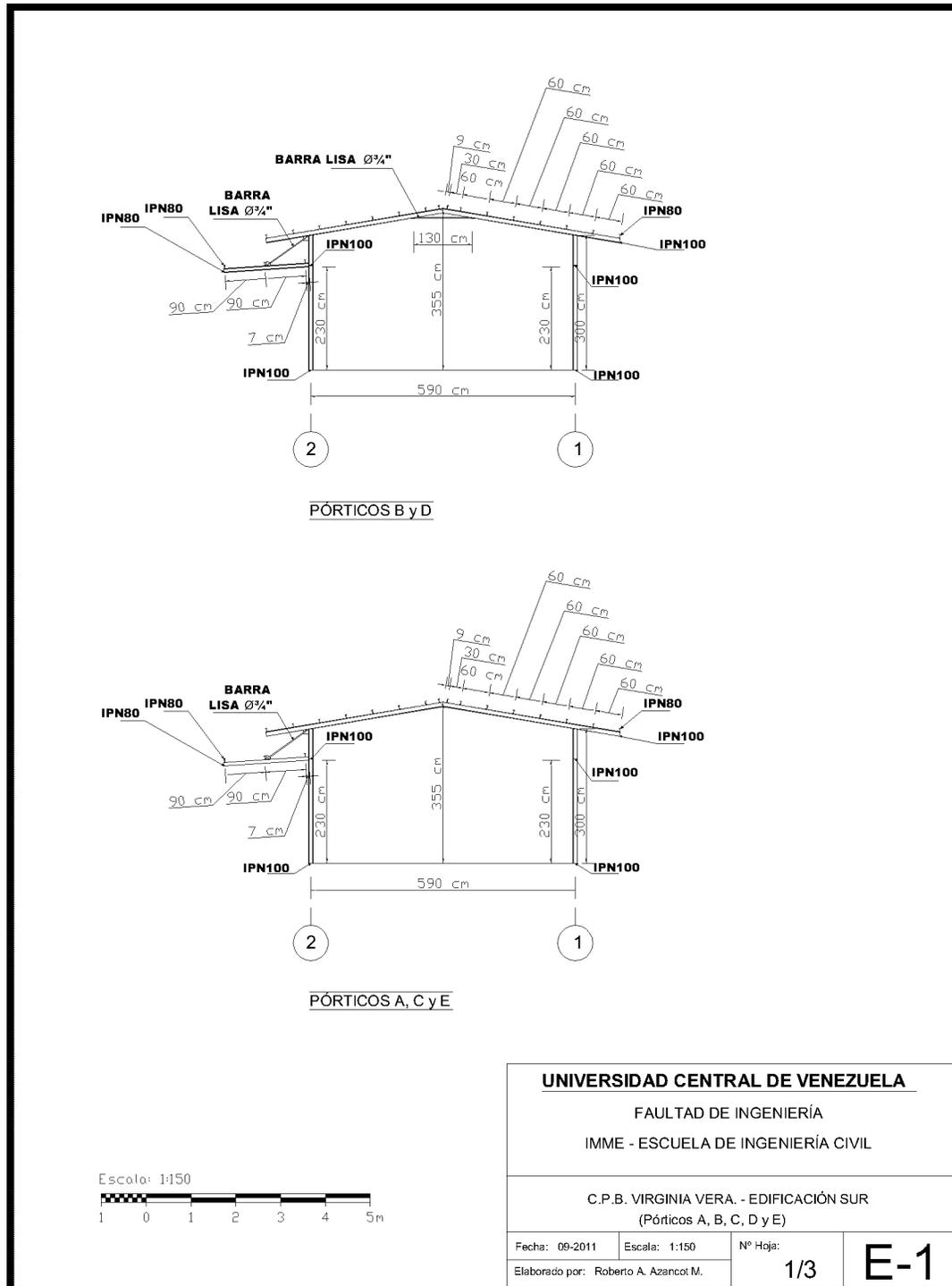


Plano D.6. Plano Arquitectónico de los pórticos A, B, C, D y E.

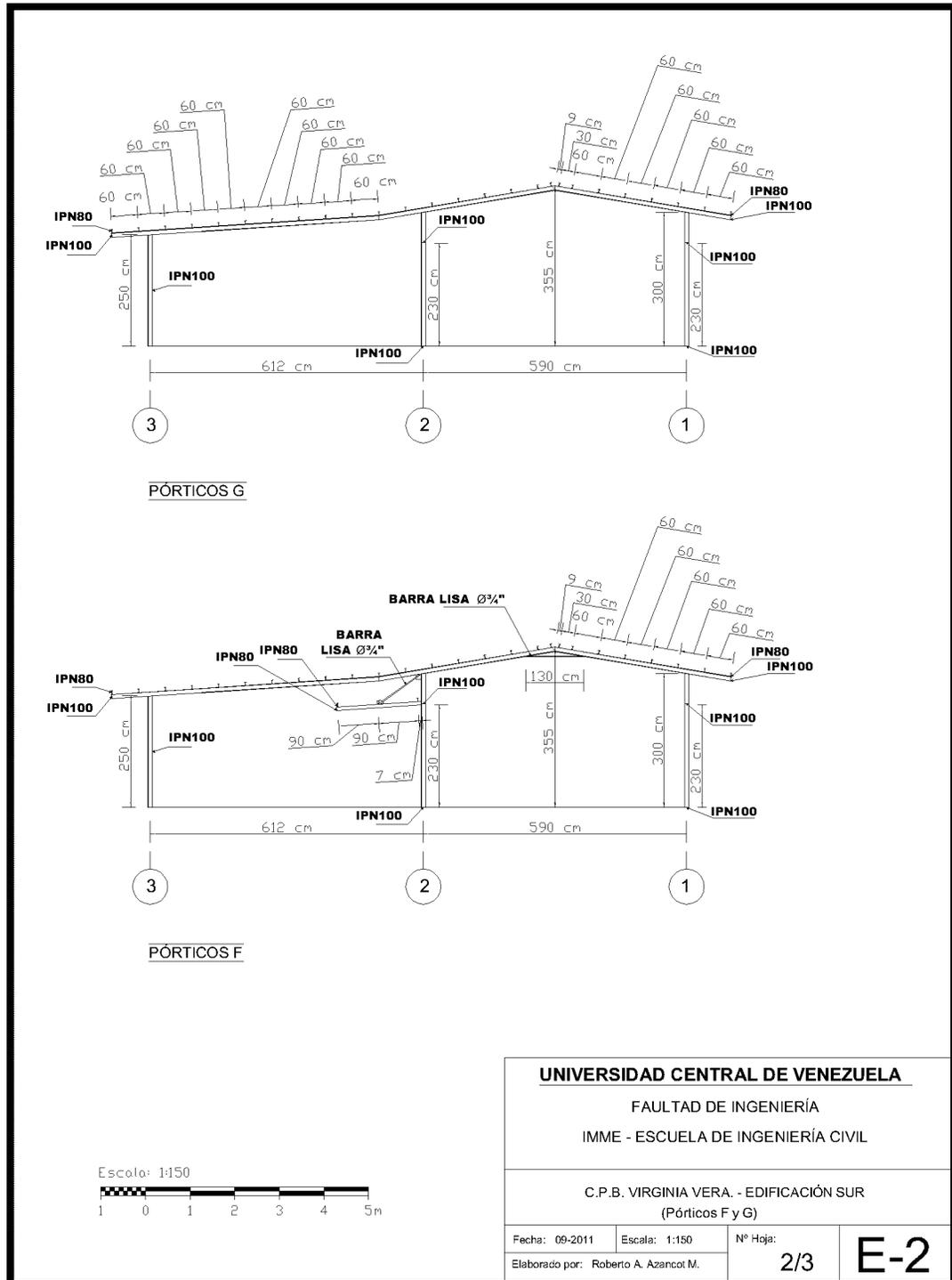


Plano D.7. Plano Arquitectónico de los pórticos F y G.

D.2. Planos de Estructuras.



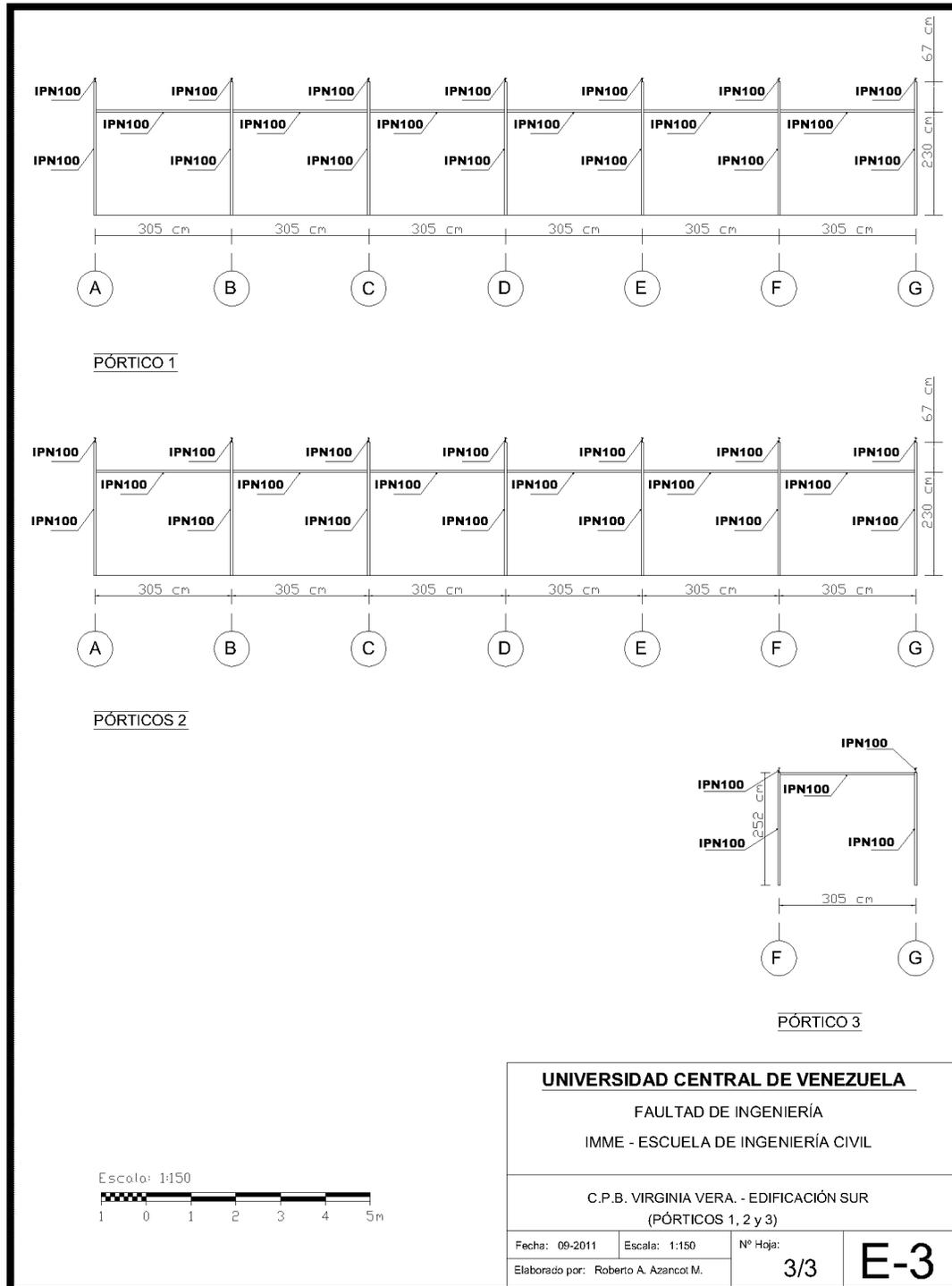
Plano D.8. Plano Estructural de los pórticos A, B, C, D y E.



Plano D.9. Plano Estructural de los pórticos F y G.

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

Anexo D



Plano D.10. Plano Estructural de los pórticos 1, 2 y 3.

ANEXO E

Envoltentes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Elásticas, y de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Reducida según el Factor de Reducción R obtenido por Desempeño.

E.1. Envoltentes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Elásticas.

E.2 Envoltentes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Reducidas.

.

E.1. Envoltentes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Elásticas.

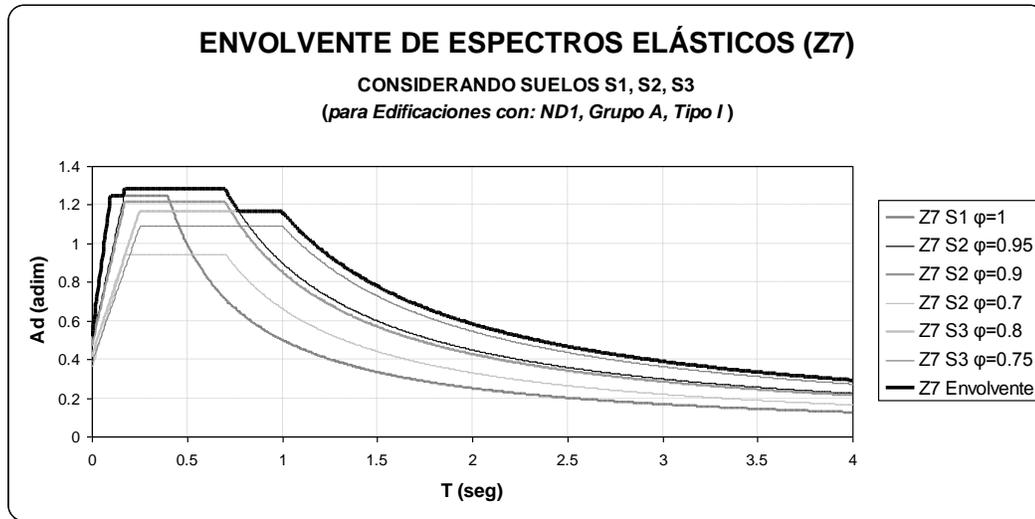


Figura E1.1. Envoltente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica para Zona 7, considerando Suelos S1, S2 y S3 y los correspondientes factores de corrección ϕ . Espectros aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

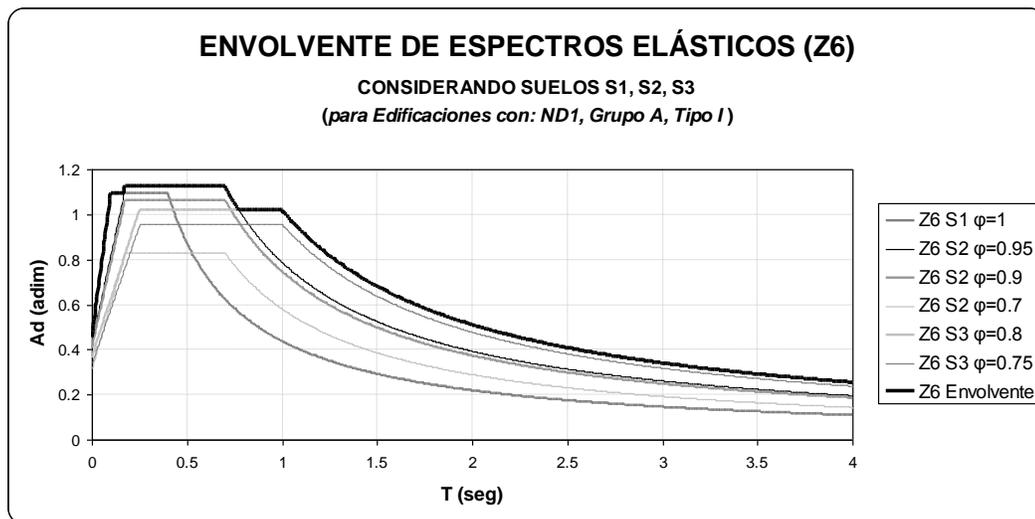


Figura E1.2. Envoltente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica para Zona 6, considerando Suelos S1, S2 y S3 y los correspondientes factores de corrección ϕ . Espectros aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

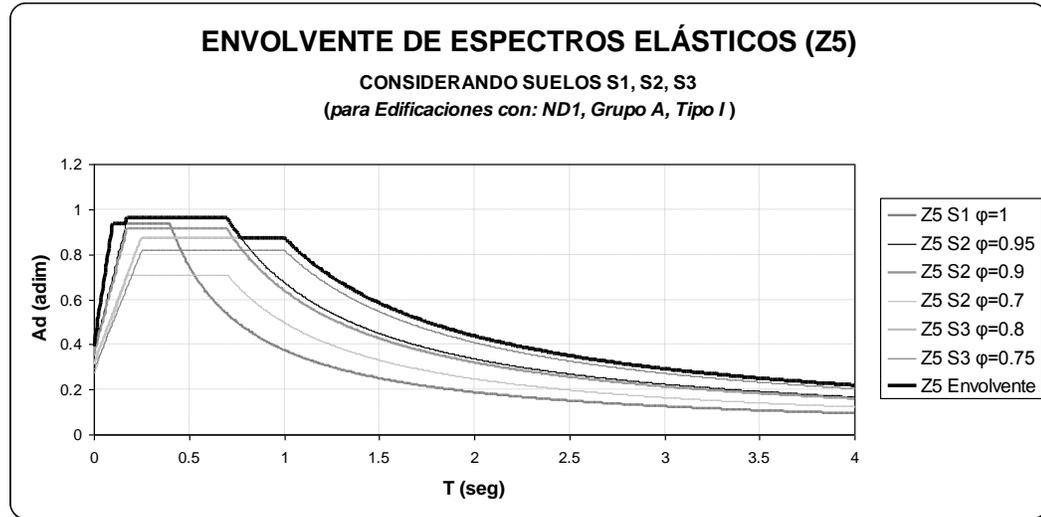


Figura E1.3. Envoltente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica para Zona 5, considerando Suelos S1, S2 y S3 y los correspondientes factores de corrección ϕ . Espectros aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

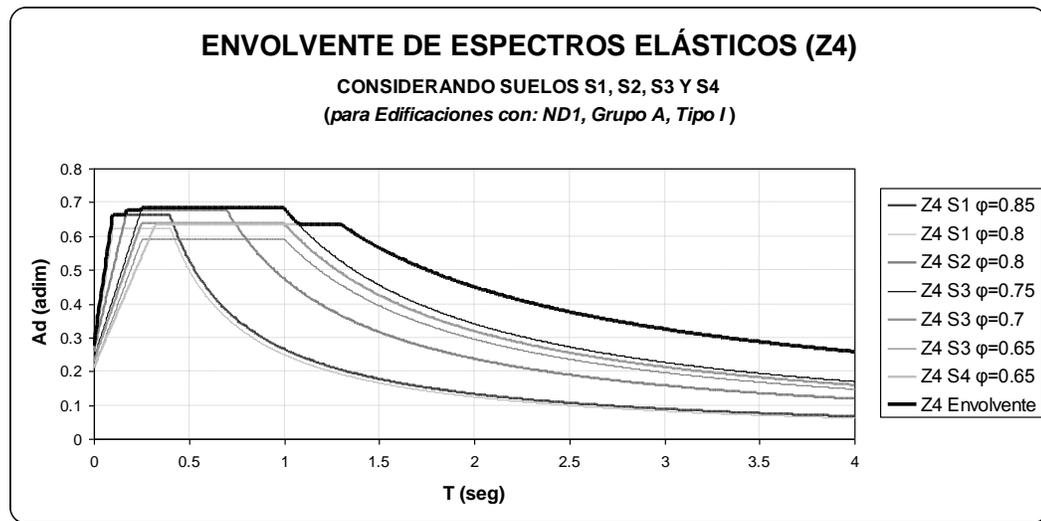


Figura E1.4. Envoltente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica para Zona 4, considerando Suelos S1, S2, S3 y S4 y los correspondientes factores de corrección ϕ . Espectros aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

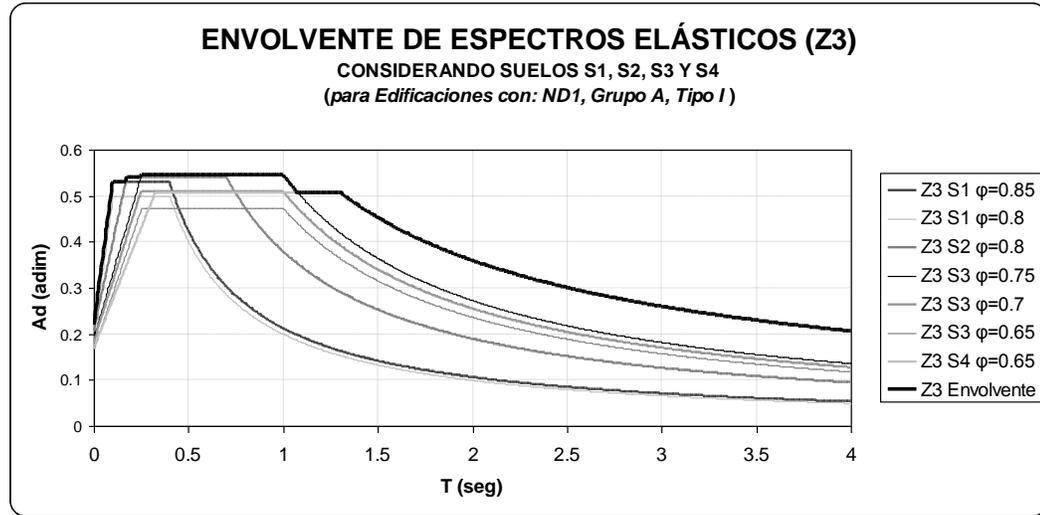


Figura E1.5. Envoltente de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica para Zona 3, considerando Suelos S1, S2, S3 y S4 y los correspondientes factores de corrección ϕ . Espectros aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

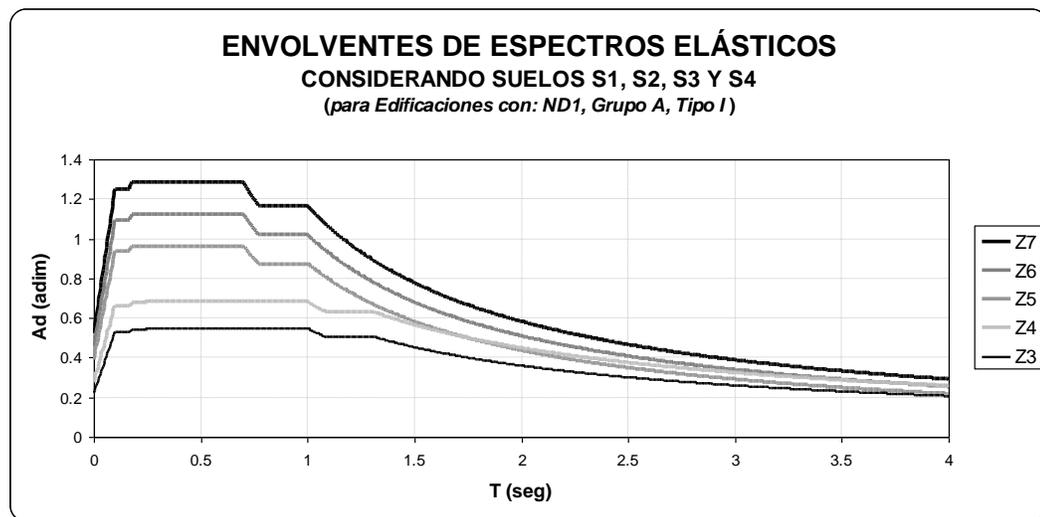


Figura E1.6. Envoltentes de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica para Zonas 3 a 7. Espectros aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

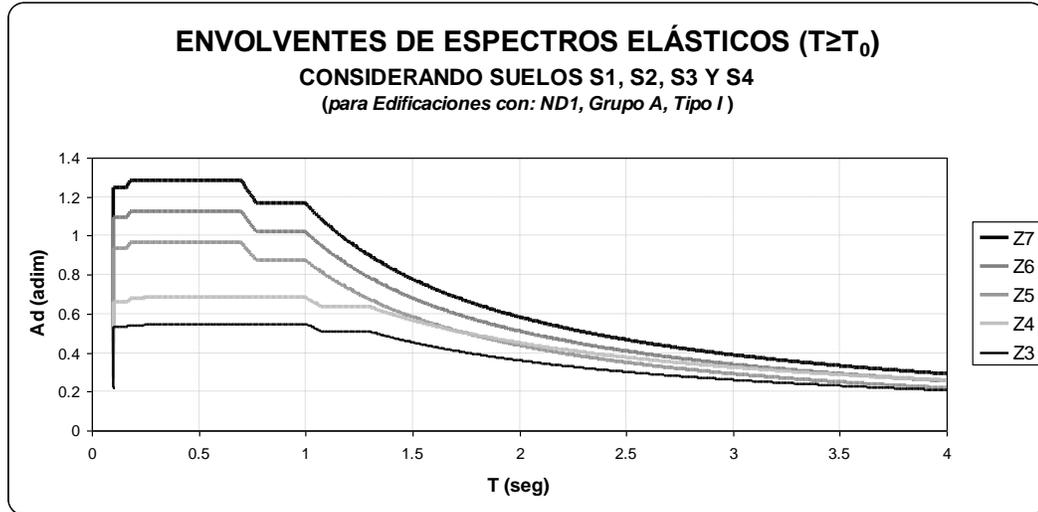


Figura E1.7. Envolventes de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Elástica para Zonas 3 a 7, considerando períodos ($T \geq T_0 = 0.1 \text{ seg}$). Espectros Envolventes aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

E.2 Envoltentes de Espectros Normalizados de Demandas Sísmicas Reducidas.

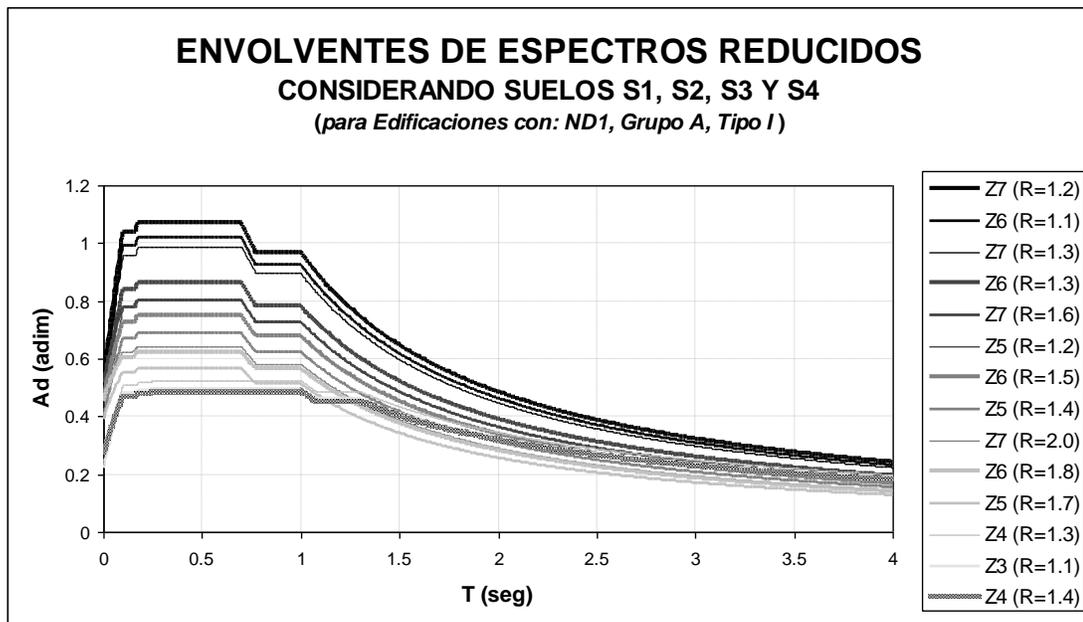


Figura E2.1. Envoltentes de Espectros Normalizados de Demanda Sísmica Reducida para Zonas 3 a 7. Espectros Envoltentes aplicables a edificaciones del Grupo A y Tipo I, que requieren un nivel de diseño ND1, y Amortiguamiento Efectivo (ξ o β_e) igual al 5%.

ANEXO F

Cálculos de Masas, Pesos y Carga Variable de las estructuras; y valores asumidos para la Bielas Equivalentes.

F.1. Masas y Pesos de las Cubiertas de Techo.

F.2. Carga Variable.

F.3. Masas y Pesos de las Estructuras.

F.4. Resumen de Masas y Pesos Totales de las Escuelas Tipo R.

F.5. Valores Asumidos y Obtenidos de las Bielas Equivalentes, y Aplicabilidad de los Métodos de Análisis en el Plano y Fuera del Plano.

F.6. Perfiles I SIDOR.

F.1. Masas y Pesos de las Cubiertas de Techo.

Tabla F.1

Largo y Área total de la cubierta de techo

CUBIERTA	
Pendiente	25.8 %
Ángulo de la Pendiente (α)	14.4 °
Largo	19.9 m
Ancho (proyección horizontal)	8.22 m
Área Total (proyección horizontal)	163.6 m ²
Área Total Real = Área Total/Cos(α)	168.9 m³

Tabla F.2

Pesos unitarios de los materiales que conforman las cubiertas de techo

Material	Pesos Unitarios	Pesos Unitarios de Referencia	Cálculos
Listón de madera Saqui-Saqui (4cm*3cm)	1.08 kgf/m	900 kgf/m ³ COVENIN-MINDUR 2002:1988	(900Kgf/m ³)*(0.04m*0.03m)
Mortero de Cemento (e=3cm)	64.5 kgf/m ²	2150 kgf/m ³ COVENIN-MINDUR 2002:1988	(2150Kgf/m ³)*(0.03m)
Manto Asfáltico (e=3mm)	4 kgf/m ²	4 kgf/m ² COVENIN-MINDUR 2002:1988	-----
Tejas Criollas - Tejas curvas de arcilla (2kgf/pza; 30 pza/m ²) sin mortero de asiento	50 kgf/m ²	50 kgf/m ² COVENIN-MINDUR 2002:1988	-----
Lám. Corrugadas Asbesto-Cemento	15 kgf/m ²	15 kgf/m ² /mm COVENIN-MINDUR 2002:1988	(14mm)*(1.15Kgf/m ² /mm)
Lámina Fibro-Cemento (e=14mm)	16.1 kgf/m ²	1.1-1.15 kgf/m ² /mm (The Plycem Company, s.f.)	(14mm)*(1.15Kgf/m ² /mm)
Machihembrado	50 kgf/m ²	50 kgf/m ² COVENIN-MINDUR 2002:1988	-----
Malla Expandida (Riplex) (no Estañada)	1.02 kgf/m ²	1.02 kgf/m ² (Vicson, S.A., s.f.)	-----

Tabla F.3

Peso de la cubierta de láminas de asbesto-cemento de la Escuela Tipo R Tradicional

MATERIAL	PESO
CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	2533 Kgf

Tabla F.4

Peso de los materiales comunes a las cubiertas de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

MATERIAL	PESO
Peso del Listón de Madera Saqui-Saqui	344 Kgf
Peso del Manto Asfáltico	675 Kgf
Peso de las Tejas Criollas	8443 Kgf
Peso: Listón de Madera + Manto Asfáltico + Tejas Criollas	9462 Kgf

Tabla F.5

Peso de la cubierta de malla expandible tipo "Riplex" de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

MATERIAL	PESO
Peso del Mortero de Concreto	10891 Kgf
Peso de la Malla Expandida tipo "Riplex"	172 Kgf
Peso del: Mortero de Concreto + Malla Expandida tipo "Riplex"	11063 Kgf
Peso del: Listón de Madera + Manto Asfáltico + Tejas Criollas	9462 Kgf
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	20525 Kgf

Tabla F.6

Peso de la cubierta tipo machihembrado de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

MATERIAL	PESO
Peso del Machihembrado	8443 Kgf
Peso del: Listón de Madera + Manto Asfáltico + Tejas Criollas	9462 Kgf
CUBIERTA DE MACHIEMBRADO	17905 Kgf

Tabla F.7

Peso de la cubierta de láminas de fibro-cemento tipo "Plycem" de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

MATERIAL	PESO
Peso de la Lám Fibro-Cemento tipo "Plycem"	2719 Kgf
Peso del: Listón de Madera + Manto Asfáltico + Tejas Criollas	9462 Kgf
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	12181 Kgf

Tabla F.8

Peso de las distintas cubiertas de techo de las Escuelas Tipo R

CUBIERTAS DE TECHO DE LAS ESCUELAS TIPO R	PESO
CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	2.5 Ton
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	20.5 Ton
CUBIERTA DE MACHIEMBRADO	17.9 Ton
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	12.2 Ton

Tabla F.9

Masa de las distintas cubiertas de techo de las Escuelas Tipo R.
($g=981\text{cm/s}^2$)

CUBIERTAS DE TECHO DE LAS ESCUELAS TIPO R	MASA
CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	2.58 $\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	20.92 $\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$
CUBIERTA DE MACHIEMBRADO	18.25 $\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	12.42 $\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$

Tabla F.10

Selección de cubiertas para los modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA	n-veces la masa de la CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	Efectos Dinámicos ante Sismos
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	8.1 ✓	Mayor masa inercial
CUBIERTA DE MACHIEMBRADO	7.1 ✗	Caso intermedio
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	4.8 ✓	Menor masa inercial

Tabla F.11

Peso por unidad de volumen de cada una de las cubiertas, requerido para definir los materiales en los modelos de las Escuelas Tipo R en el SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995). (Elementos tipo "Shell" de espesor igual a 1cm)

CUBIERTAS DE TECHO DE LAS ESCUELAS TIPO R	PESO/VOL
CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	0.001500 Kgf/cm ³
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	0.012156 Kgf/cm ³
CUBIERTA DE MACHIEMBRADO	0.010604 Kgf/cm ³
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	0.007214 Kgf/cm ³

Tabla F.12

Masa por unidad de volumen de cada una de las cubiertas, requerida para definir los materiales en los modelos de las Escuelas Tipo R en el SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995). (Elementos tipo "Shell" de espesor igual a 1cm y g=981cm/s²)

CUBIERTAS DE TECHO DE LAS ESCUELAS TIPO R	MASA/VOL
CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	0.000001529 (kgf*s ² /cm)/cm ³
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	0.000012391 (kgf*s ² /cm)/cm ³
CUBIERTA DE MACHIEMBRADO	0.000010809 (kgf*s ² /cm)/cm ³
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	0.000007353 (kgf*s ² /cm)/cm ³

F.2. Carga Variable.

Tabla F.13

Peso Propio y Carga Variable por unidad de área de las cubiertas de techo. Se considera el área total de las cubiertas y que además poseen una pendiente aproximada del 25% (mayor al 15%)

CUBIERTAS DE TECHO DE LAS ESCUELAS TIPO R	PESO/ÁREA	CARGA VARIABLE	REFERENCIA
CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	15 Kgf/cm ²	40 Kgf/m ²	COVENIN-MINDUR 2002:1988
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	122 Kgf/cm ²	50 Kgf/m ²	COVENIN-MINDUR 2002:1988
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	72 Kgf/cm ²	50 Kgf/m ²	COVENIN-MINDUR 2002:1988

Tabla F.14

Carga Variable Total sobre las cubiertas de techo, considerando el área total de estas. Se considera el área total de las cubiertas y que además poseen una pendiente aproximada del 25% (mayor al 15%)

CUBIERTAS DE TECHO DE LAS ESCUELAS TIPO R	CARGA VARIABLE TOTAL	
CUBIERTA DE ASBESTO-CEMENTO	6757 Kgf	6.8 Ton
CUBIERTA DE MALLA EXPANDIDA TIPO "RIPLEX"	8446 Kgf	8.4 Ton
CUBIERTA DE FIBRO-CEMENTO TIPO "PLYCEM"	8446 Kgf	8.4 Ton

F.3. Masas y Pesos de las Estructuras.

Tabla F.15

Longitud Total de las correas de la cubierta de techo. Se consideran las correas como miembros continuos desde un extremo a otro de la cubierta de techo, en la dirección larga.

Número de Correas continuas (a lo largo de la cubierta)	16
Longitud de cada Correa continua	19.9 m
Longitud Total de las Correas	318.4 m

Tabla F.16

Áreas, y Masas y Pesos característicos por unidad de volumen de los miembros estructurales. ($g=981\text{cm/s}^2$)

PERFIL	ÁREA* (cm^2)	MASA/VOL ($\text{Kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$)/ cm^3	PESO/VOL (Kgf/cm^3)
IPN-80	7.66	8.00204E-06	0.00785
IPN-100	10.60	8.00204E-06	0.00785
IPN-140	18.20	8.00204E-06	0.00785

* Valores Tomados de "Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo II. Diseño de Miembros y Uniones" de SIDOR. (SIDOR 1982b).

Tabla F.17

Masas y Pesos de la estructura de las Escuelas Tipo R Tradicional. ($g=981\text{cm/s}^2$)

ESCUELA TIPO R TRADICIONAL							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CANT	LONG (cm)	VOL (cm^3)	MASA ($\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$)	PESO (kgf)	MASA TOTAL ($\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$)	PESO TOTAL (kgf)
Correas (IPN 80)	16	1990	15243.4	0.12198	119.66	1.95165	1915
Columnas (IPN 100)	14	300	3180.0	0.02545	24.96	0.35625	349
Vigas de Amarre Inferior (IPN 100)	12	305	3233.0	0.02587	25.38	0.31045	305
Vigas de Carga (IPN100)	14	424	4498.9	0.03600	35.32	0.50400	494
Total Estructura:						3.12	3063

Tabla F.18

Masas y Pesos de la estructura de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada. ($g=981\text{cm/s}^2$)

ESCUELA TIPO R TRADICIONAL REFORZADA							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CANT	LONG (cm)	VOL (cm³)	MASA (kgf*s²/cm)	PESO (kgf)	MASA TOTAL (kgf*s²/cm)	PESO TOTAL (kgf)
Correas (IPN 80)	16	1990	15243.4	0.12198	119.66	1.95165	1915
Cartelas (IPN 100)	14	102	1080.6	0.00865	8.48	0.12106	119
Tensores (IPN 100)	7	261	2769.0	0.02216	21.74	0.15511	152
Columnas (IPN 140)	14	300	5460.0	0.04369	42.86	0.61168	600
Vigas de Amarre Superior (IPN 100)	12	305	3233.0	0.02587	25.38	0.31045	305
Vigas de Amarre Inferior (IPN 100)	12	305	3233.0	0.02587	25.38	0.31045	305
Viga de Carga (IPN 100)	14	424	4498.9	0.03600	35.32	0.50400	494
Total Estructura:						3.96	3889

F.4. Resumen de Masas y Pesos Totales de las Escuelas Tipo R.

Tabla F.19

Resumen de Masas y Pesos Totales de las Escuelas Tipo R Tradicional.
($g=981\text{cm/s}^2$ y 0% de CV según la norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001)

ESCUELA TIPO R TRADICIONAL	MASA	PESO	
	(Kgf*seg ² /cm)	(Kgf)	(Ton)
Estructura	3.12	3063	3.1
(Láminas de Asbesto-Cemento) Cubierta	2.58	2533	2.5
Estructura+Cubierta	5.70	5596	5.6

Tabla F.20

Resumen de Masas y Pesos Totales de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.
($g=981\text{cm/s}^2$ y 0% de CV según la norma COVENIN-MINDUR 1756-1:2001)

ESCUELA TIPO R TRADICIONAL REFORZADA	MASA	PESO	
	(Kgf*seg ² /cm)	(Kgf)	(Ton)
Estructura	3.96	3889	3.9
(Malla Expandida tipo "Riplex") Cubierta	20.92	20525	20.5
Estructura+Cubierta	24.89	24415	24.4
Estructura	3.96	3889	3.9
(Láminas de Fibro-Cemento tipo Plycem") Cubierta	12.42	12181	12.2
Estructura+Cubierta	16.38	16070	16.1

F.5. Parámetros de las Bielas Equivalentes, y Comparación de los Resultados de un Modelo Representativo de ciertos Ensayos de Castilla E. para la Justificación de la Aplicabilidad del Método.

Boletín Técnico IMME N°79. Ajuste y Comparación con los resultados reportados en el estudio "*Experiencias recientes en mampostería confinada sismo-resistente*" de Castilla E., particularmente en cuanto al muro con $H=2.2\text{m}$ y $e=0.74$, sin cargas gravitatorias aplicadas.

Tabla F.21

Aplicabilidad de los Métodos de Análisis en el Plano o Fuera del Plano, y Valores asumidos.

BOLETIN IMME N°79	
E_c (concreto)	218820 Kgf/cm ²
f'_c (concreto)	210 Kgf/cm ²
E_s (acero de refuerzo)	2100000 Kgf/cm ²
F_y (acero de refuerzo)	4200 Kgf/cm ²
r_c ⁽¹⁾	1.5 cm
VIGA	15x20 (4 Ø ½")
$V_s = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{St}$	12769 Kgf
$V_{cx} = 0.53 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d$	1948 Kgf
$V_{tx} = V_{cx} + V_s$ (Deformación Controlada)	14717 Kgf
COLUMNAS	15x15 (4 Ø ½")
$V_s = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{St}$	12769 Kgf
$V_{cx} = 0.53 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d$	1372 Kgf
$V_{tx} = V_{cx} + V_s$ (Deformación Controlada)	14141 Kgf
V_{pórtico}	14141 Kgf
E_m	20000 Kgf/cm ²
f'_m	17.23 Kgf/cm ²
$\epsilon_m = \Delta L/L = f'_m/E_m$	0.0008615
f	0 Kgf/cm ²
f'_v	1.07 Kgf/cm ²
Tipo de Bloque ⁽²⁾	Blq. Arc. 15x20x30
Dimensión Transversal Menor - t	15 cm
Dimensión Transversal Mayor	20 cm
Área Neta (Descontando Vacíos)	66 cm ²
t_{eff}	3.30 cm
$t_{mortero}$	15 cm
Daño	Despreciable
Expresión para el ancho "a"	Stanford-Smith y Carter
Aplicar Método	$K_i = K_{ssc} // K_f = 2K_u$ ⁽³⁾
Este Método de Análisis para MNR en el Plano es:	OK <i>Aplicable</i>
Zona Sísmica	Baja, Moderada o Alta
Contacto MNR-Pórtico de Confinamiento	Pleno y Ajustado
$h/t \leq 25$	OK
$E_c \cdot I_{columna} \ \& \ E_c \cdot I_{viga} > 5.85 \cdot 10^3 \text{ Kgf-cm}^2$	NO APLICA
Este Método de Análisis para MNR fuera del Plano es:	NO APLICA
λ_o	NO APLICA
$(R_1)_o$	NO APLICA
$(R_2)_o$	NO APLICA
Discontinuidad de MNR sobre:	Viga-Columna
$(R_3)_o$	NO APLICA
w	NO APLICA
Δo	NO APLICA

⁽¹⁾ Valor asumido, dado que no se especifica en el Boletín Técnico IMME N°79, referente al estudio "Experiencias recientes en mampostería confinada sismo-resistente" de Castilla E.

⁽²⁾ Para ajustarse a lo especificado en el Boletín Técnico IMME N°79, referente al estudio "Experiencias recientes en mampostería confinada sismo-resistente" de Castilla E., se adoptó como espesor mínimo de los tabiques interiores y exteriores el valor de 0.5cm indicado en el estudio antes mencionado.

⁽³⁾ Se convino emplear en el presente trabajo de investigación: $K_f = K_u$.

Tabla F.22

Valores asumidos y obtenidos como representativos para las bielas equivalentes, con ancho "a" según la expresión de Stanfford-Smith y Carter.

BOLETIN IMME N°79	
$\sqrt{(E_c/f'_c)}$ (concreto)	32.28
L ⁽¹⁾	385.00 cm
H ⁽¹⁾	210.00 cm
I columna 1 (en el plano)	4218.75 cm ⁴
I columna 2 (en el plano)	4218.75 cm ⁴
I viga 1 (en el plano)	10000 cm ⁴
I viga 2 (en el plano)	10000 cm ⁴
I columna (en el plano)	4218.75 cm ⁴
I viga (en el plano)	10000 cm ⁴
I _{min}	4218.75 cm ⁴
E _c *I _{min}	0.92*10 ⁹ Kgf-cm ²
l	270.00 cm
h	200.00 cm
l/h	1.35
h/t	13.3
e = h/l	0.74
$\Delta/h = e/700$	0.0011
$\Delta_{\text{lim. mamp. reparable}} = h*(e/700)$	0.21 cm
D = $\sqrt{(l^2+h^2)}$	336.01 cm
$\theta = \text{Tang}^{-1}(h/l)$	36.53°
$\lambda_1 = [(E_m**\text{Sen}(\theta))/(4*E_c*I_{\text{columna}}*h)]^{1/4}$	0.0250
a (según: Stanfford-Smith y Carter)	59.02 cm
A mampost = l*h	54000 cm ²
A abertura	0 cm ²
A _n = l*t _{mortero}	0% A. mampostería
A _n = l*t _{mortero}	4050 cm ²
$(R_1)_i = 0.6(A_{\text{abertura}}/A_{\text{mampost}})^2 - 1.6(A_{\text{abertura}}/A_{\text{mampost}}) + 1$	1
$(R_2)_i$	1
a _{red} = a*(R ₁) _i *(R ₂) _i	59.02 cm
θ_{columna}	26.79°
l _{columna} = a/Cos(θ_{columna})	66.11 cm
θ_{viga}	45.98°
l _{viga} = a/Seno(θ_{viga})	82.07 cm
θ_{biela}	15.26°
R agrietamiento = a _{red} *t _{eff} *f*m	3356 Kgf
R _{corte} /Cos(θ_{biela}) = A _n *f _v *(R ₁) _i *(R ₂) _i /Cos(θ_{biela})	4478 Kgf
R _{biela}	3356 Kgf
a _{biela} = a _{red}	59.02 cm
t _{biela} = t _{eff}	3.30 cm
V _{pórtico}	14141 Kgf
β	3.2
d (%)	1.1
d (%) * $\Delta/h = d (%) * e/700$	0.0012
d = d (%) * Δ	0.2317 cm
A _{biela} = a _{biela} * t _{biela}	194.76 cm ²
h' = h - 2*l _{columna}	67.77 cm
D' = $\sqrt{(l'^2+h'^2)}$	278.38 cm
$\Delta_Y \text{ biela} = R_{\text{biela}} * [D'/(E_m * A_{\text{biela}})]$	0.239821 cm
a = d - $\Delta_Y \text{ biela} \geq 0$	0.0000 cm
a/ $\Delta_Y \text{ biela}$	0
b	NO APLICA
e	NO APLICA
c	0 cm
Comportamiento a asumir para "Hinge" por carga Axial	Fuerza-Controlada

⁽¹⁾ Distancia a los ejes neutros de los miembros estructurales

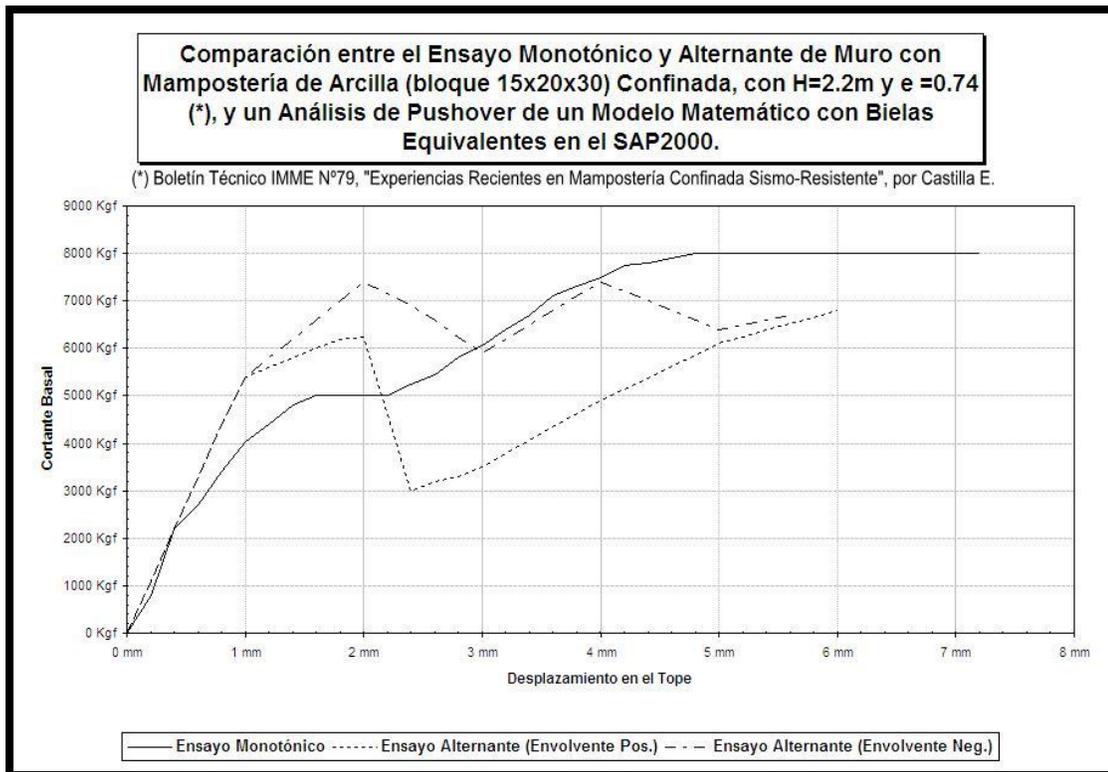


Figura F.1. Curva del Ensayo Monotónico y Curvas Envolventes del Ensayo Alternante del estudio "Experiencias recientes en mampostería confinada sismo-resistente" de Castilla E., particularmente en cuanto al muro con $H=2.2\text{m}$ y $e=0.74$, sin cargas gravitatorias aplicadas.

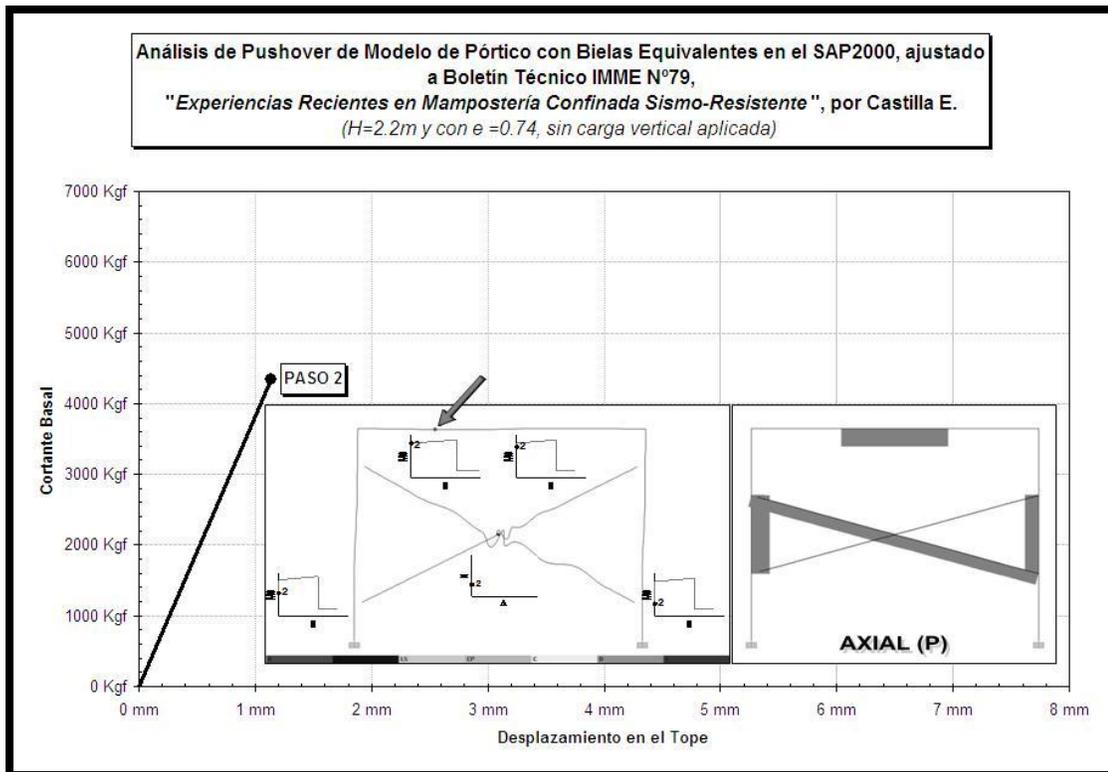


Figura F.2. Paso 2 en la Curva de “Pushover” obtenida del Modelo Equivalente en SAP2000.

Nota: Se inicia la cedencia por momento en el extremo izquierdo de la viga. La biela traccionada no tiene capacidad de resistencia.

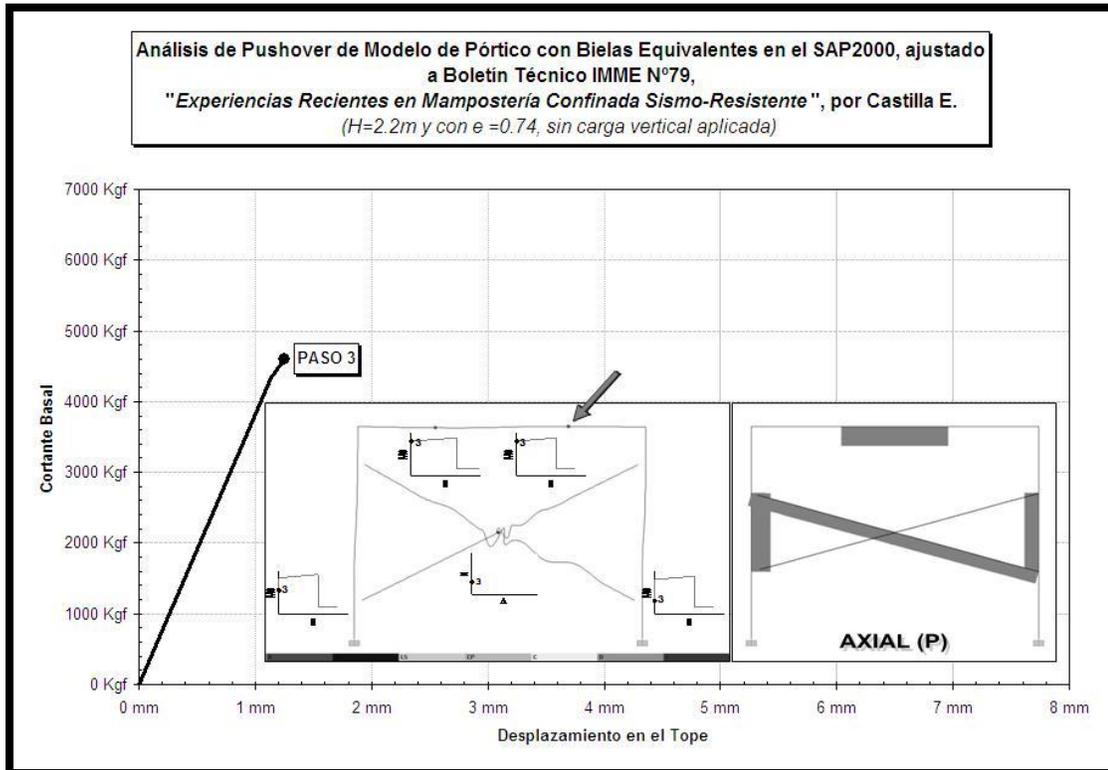


Figura F.3. Paso 3 en la Curva de "Pushover" obtenida del Modelo Equivalente en SAP2000.

Nota: Se inicia la cedencia por momento en el extremo derecho de la viga. La biela traccionada no tiene capacidad de resistencia.

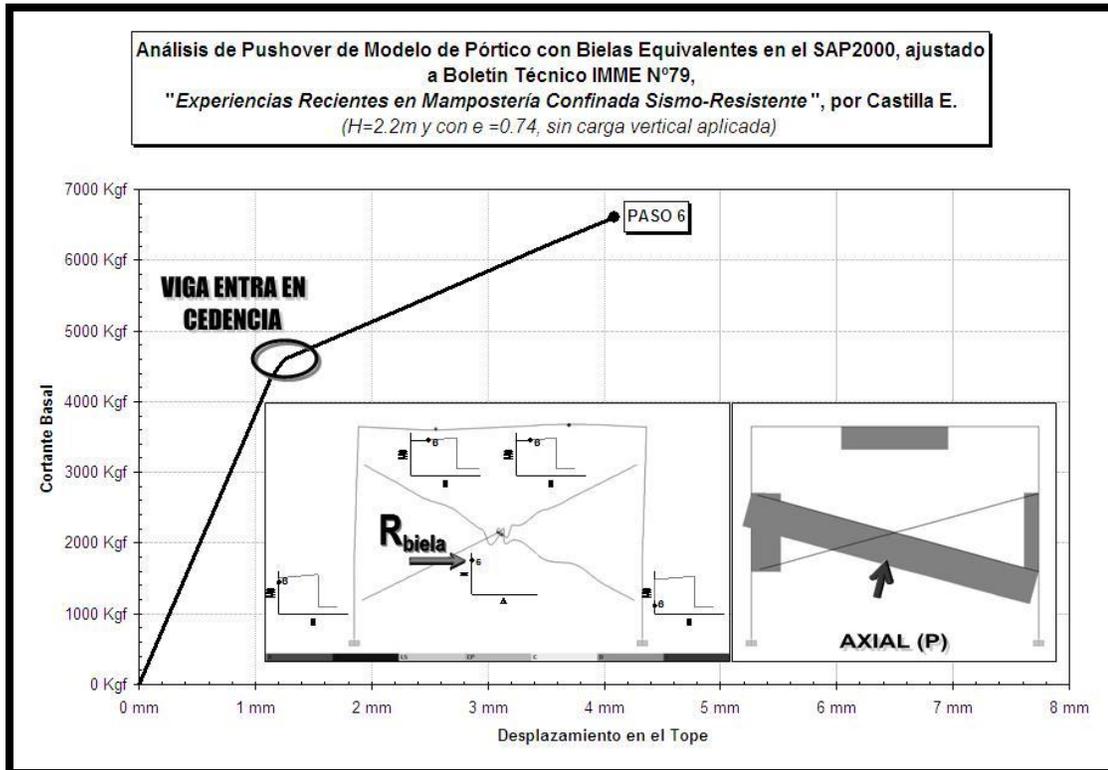


Figura F.4. Paso 6 en la Curva de “Pushover” obtenida del Modelo Equivalente en SAP2000.

Nota: La biela equivalente en compresión alcanza su capacidad de resistencia máxima, $R_{biela}=3356$ kgf, para una deriva cercana a los 4mm. La biela traccionada no tiene capacidad de resistencia.

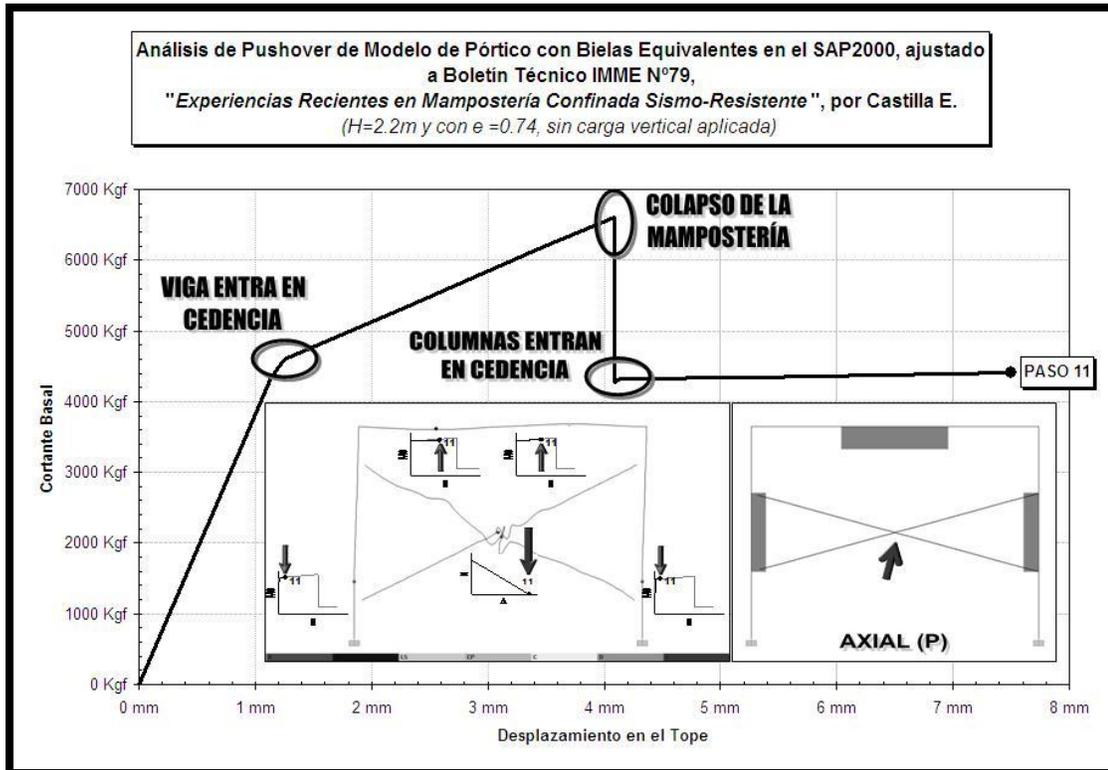


Figura F.6. Paso 11 en la Curva de "Pushover" obtenida del Modelo Equivalente en SAP2000.

Nota: Para una deriva próxima a los 8mm aún las columnas y la viga están en cedencia; sin embargo, tanto la biela en compresión como la biela en tracción permanecen sin capacidad de resistencia.

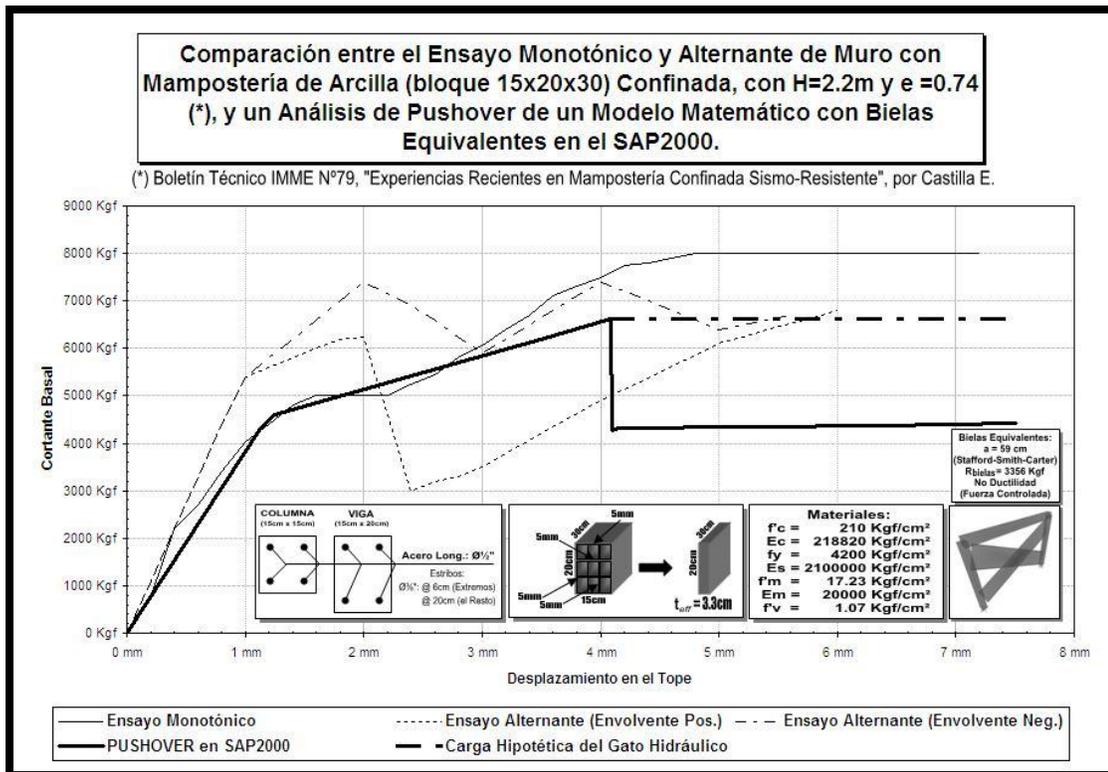


Figura F.7. Comparación entre la Curva del Ensayo Monotónico y Curvas Envoltentes del Ensayo Alternante del estudio de Castilla E. con la Curva de "Pushover" obtenida del Modelo Equivalente en SAP2000.

Nota: La rigidez del tramo inicial de la Curva de "Pushover" en SAP2000 se aproxima en buena medida a la Curva Monotónica, mientras que el siguiente tramo antes del colapso de la biela en compresión presenta una cierta disminución en la rigidez respecto a la Curva Monotónica. A pesar de que la Curva de "Pushover" alcanzó una capacidad menor a la Curva Monotónica, cerca de 1400 kgf menos; la Curva de "Pushover" manifiesta una tendencia que se aproxima más bien a las Curvas Envoltentes del Ensayo Alternante. La máxima deformación elástica o de cedencia de la Curva de "Pushover" se aproxima a la correspondiente de la Curva Monotónica, cerca de 1mm; mientras que en cuanto a la deformación última o de colapso de la mampostería en la Curva de "Pushover" es cerca de los 4mm, a diferencia de los cerca de 5mm de la Curva Monotónica.

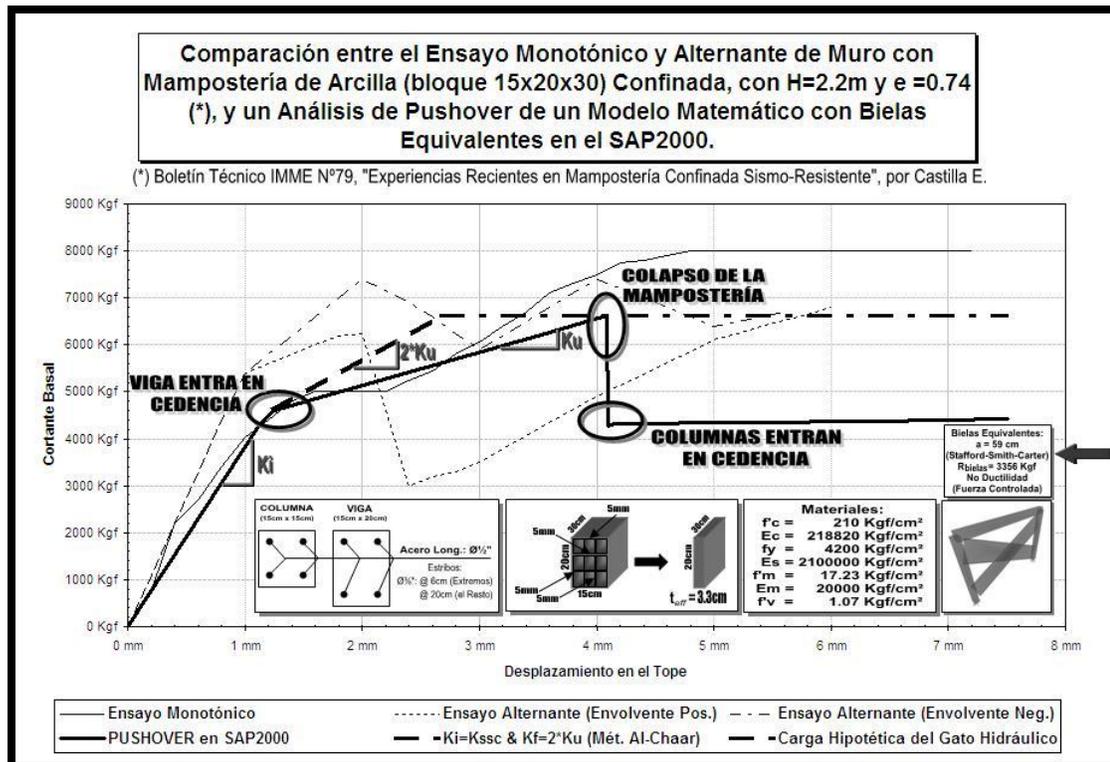


Figura F.8. Implicaciones de duplicar la Rigidez Última, $K_f=2 \cdot K_u$, de emplear la expresión de Stanford-Smith y Carter, según el Método de Al-Chaar.

Nota: Duplicar la Rigidez Última, $K_f=2 \cdot K_u$, de emplear la expresión de Stanford-Smith y Carter para el ancho "a" de la biela equivalente, según recomienda el Método de Al-Chaar, aleja la Curva de "Pushover" obtenida del Modelo Equivalente en SAP2000 de los resultados obtenidos de los Ensayos del estudio de Castilla E; especialmente en términos de la deformación última.

Escuelas Tipo R Tradicional.

Tabla F.23

Aplicabilidad de los Métodos de Análisis En el Plano o Fuera del Plano, y Valores asumidos como representativos para la mampostería no reforzada (MNR). (Se adoptaron bloques de arcilla de 30*20*10 para determinar las bielas equivalentes de las Escuelas Tipo R Tradicional)

Escuela Tipo R Tradicional			
DIRECCION ABERTURAS	LARGA Sin Aberturas	LARGA Con Aberturas	CORTA Sin Aberturas
E_s (acero)	2100000 Kgf/cm ²	2100000 Kgf/cm ²	2100000 Kgf/cm ²
F_y (acero PS-25)	2500 Kgf/cm ²	2500 Kgf/cm ²	2500 Kgf/cm ²
R_y	1.1	1.1	1.1
F_{ye}	2750 Kgf/cm ²	2750 Kgf/cm ²	2750 Kgf/cm ²
k	0.75	0.75	0.75
VIGAS	IPN-100	IPN-100	IPN-100
COLUMNAS	IPN-100	IPN-100	IPN-100
$V_{IX} = 0.6 \cdot F_{ye} \cdot A_w \cdot C_v$ ⁽¹⁾	7425 Kgf	7425 Kgf	7425 Kgf
$V_{IY} = k \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot (2A_c) \cdot C_v$ ⁽²⁾	6379 Kgf	6379 Kgf	6379 Kgf
$V_{pórtico}$	6379 Kgf	6379 Kgf	7425 Kgf
E_m	20000 Kgf/cm ²	20000 Kgf/cm ²	20000 Kgf/cm ²
f_m	17.23 Kgf/cm ²	17.23 Kgf/cm ²	17.23 Kgf/cm ²
$\epsilon_m = \Delta L/L = f_m/E_m$	0.0008615	0.0008615	0.0008615
f	0 Kgf/cm ²	0 Kgf/cm ²	0 Kgf/cm ²
f'_v	1.08 Kgf/cm ²	1.08 Kgf/cm ²	0.74 Kgf/cm ²
Tipo de Bloque ⁽³⁾	de Arcilla: 10x20x30	de Arcilla: 10x20x30	de Arcilla: 10x20x30
Dimensión Transversal Menor - t	10 cm	10 cm	10 cm
Dimensión Transversal Mayor	20 cm	20 cm	20 cm
Área Neta (Descontando Vacíos)	68.96 cm ²	68.96 cm ²	68.96 cm ²
t_{eff}	3.45 cm	3.45 cm	3.45 cm
$t_{mortero}$	10 cm	10 cm	10 cm
Daño	Despreciable	Despreciable	Despreciable
Expresión para el ancho "a"	Stanford-Smith y Carter	Stanford-Smith y Carter	Stanford-Smith y Carter
Aplicar Método	Ki=Kssc // Kf=2Ku ⁽⁴⁾	Ki=Kssc // Kf=2Ku ⁽⁴⁾	Ki=Kssc // Kf=2Ku ⁽⁴⁾
Este Método de Análisis para MNR en el Plano es:	OK Aplicable	OK Aplicable	OK Aplicable
Zona Sísmica	Baja, Moderada o Alta	Baja, Moderada o Alta	Baja, Moderada o Alta
Contacto MNR-Pórtico de Confinamiento	Pleno y Ajustado	Pleno y Ajustado	Pleno y Ajustado
$h/t \leq 25$	OK	OK	NO APLICA
$E_s \cdot I_{columna} \& E_s \cdot I_{viga} > 5.85 \cdot 10^9 \text{ Kgf-cm}^2$	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
Este Método de Análisis para MNR fuera del Plano es:	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
λ_o	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
$(R_1)_o$	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
$(R_2)_o$	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
Discontinuidad de MNR sobre:	Viga-Columna	Viga-Columna	Viga-Columna
$(R_3)_o$	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
w	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
Δ_o	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA

⁽¹⁾ La capacidad al corte respecto al eje de mayor inercia de considera mediante Deformación-Controlada.

⁽²⁾ La capacidad al corte respecto al eje de menor inercia de considera mediante Fuerza-Controlada.

⁽³⁾ Para ajustarse a lo especificado en la norma COVENIN 0002:1978 referente a los "Bloques de arcilla para paredes", se adoptó como espesor mínimo de los tabiques interiores y exteriores los valores de 0.6cm y 0.8cm, respectivamente. Particularmente los bloques de Arcilla 10x20x30 constan de 9 huecos (3x3).

⁽⁴⁾ Se convino emplear en el presente trabajo de investigación: Kf=Ku.

Tabla F.24

Valores asumidos y obtenidos como representativos para la mampostería no reforzada (MNR). (Se adoptaron bloques de arcilla de 30*20*10 para determinar las bielas equivalentes de las Escuelas Tipo R Tradicional)

	Escuela Tipo R Tradicional		
$\sqrt{(E_c/F_v)}$	28.9828	28.9828	28.9828
L	305.00 cm	305.00 cm	590.00 cm
H	230.00 cm	230.00 cm	300.00 cm ⁽¹⁾
I columna 1 (en el plano)	12.1 cm ⁴	12.1 cm ⁴	170 cm ⁴
I columna 2 (en el plano)	12.1 cm ⁴	12.1 cm ⁴	170 cm ⁴
I viga 1 (en el plano)	170 cm ⁴	170 cm ⁴	170 cm ⁴
I viga 2 (en el plano)	170 cm ⁴	170 cm ⁴	170 cm ⁴
I columna (en el plano)	12.1 cm ⁴	12.1 cm ⁴	170 cm ⁴
I viga (en el plano)	170 cm ⁴	170 cm ⁴	170 cm ⁴
I min	12.1 cm ⁴	12.1 cm ⁴	170 cm ⁴
$E_c * I_{min}$	0.03*10 ⁹ Kgf-cm ²	0.03*10 ⁹ Kgf-cm ²	0.36*10 ⁹ Kgf-cm ²
l	300.00 cm	300.00 cm	580.00 cm
h	225.00 cm	225.00 cm	300.00 cm
l/h	1.33	1.33	1.93
h/t	22.5	22.5	30
e = h/l	0.75	0.75	0.52
$\Delta/h = e/700$	0.0011	0.0011	0.0007
$\Delta_{lim. mamp. reparabile} = h*(e/700)$	0.24 cm	0.24 cm	0.22 cm
$D = \sqrt{(l^2+h^2)}$	375.00 cm	375.00 cm	652.99 cm
$\theta = \text{Tang}^{-1}(h/l)$	36.87°	36.87°	27.35°
$\lambda_1 = [(E_m * t * \text{Sen}(\theta)) / (4 * E_c * I_{columna} * h)]^{1/4}$	0.0538	0.0538	0.0248
a (según: Stanford-Smith y Carter)	50.74 cm	50.74 cm	87.82 cm
A mampost = l*h	67500 cm ²	67500 cm ²	174000 cm ²
A abertura	0 cm ²	28350 cm ²	0 cm ²
A _n = l*t _{mortero}	3000 cm ²	3000 cm ²	5800 cm ²
$(R_1)_i = 0.6(A_{abertura}/A_{mampost})^2 - 1.6(A_{abertura}/A_{mampost}) + 1$	1	0.43	1
$(R_2)_i$	1	1	1
$a_{red} = a * (R_1)_i * (R_2)_i$	50.74 cm	22.01 cm	87.82 cm
$\theta_{columna}$	29.39°	29.39°	19.89°
$l_{columna} = a / \text{Cos}(\theta_{columna})$	58.23 cm	58.23 cm	93.39 cm
θ_{viga}	44.65°	44.65°	35.19°
$l_{viga} = a / \text{Sen}(\theta_{viga})$	72.20 cm	72.20 cm	116.03 cm ⁽²⁾
θ_{biela}	20.42°	20.42°	11.43°
R _{agrietamiento} = a _{red} *t _{eff} *f _m	3014 Kgf	1308 Kgf	5217 Kgf
$R_{corte} / \text{Cos}(\theta_{biela}) = A_n * f_v * (R_1)_i * (R_2)_i / \text{Cos}(\theta_{biela})$	3457 Kgf	1500 Kgf	4407 Kgf
R _{biela}	3014 Kgf	1308 Kgf	4407 Kgf
a _{biela} = a _{red}	50.74 cm	22.01 cm	87.82 cm
t _{biela} = t _{eff}	3.45 cm	3.45 cm	3.45 cm
V _{pórtico}	6379 Kgf	6379 Kgf	7425 Kgf
β	1.8	4.3	1.7
d(%)	1.1	1.1	0.9
$d(\%)*\Delta/h = d(\%)*e/700$	0.0012	0.0012	0.0007
$d = d(\%)*\Delta$	0.2652 cm	0.2652 cm	0.2039 cm
A _{biela} = a _{biela} * t _{biela}	174.96 cm ²	75.90 cm ²	302.79 cm ²
h' = h - 2*I _{columna}	108.53 cm	108.53 cm	113.23 cm
D' = $\sqrt{(l^2+h'^2)}$	319.03 cm	319.03 cm	590.95 cm
$\Delta_Y_{biela} = R_{biela} * [D' / (E_m * A_{biela})]$	0.274843 cm	0.274843 cm	0.430083 cm
$a = d - \Delta_Y_{biela} \geq 0$	0.0000 cm	0.0000 cm	0.0000 cm
a/ Δ_Y_{biela}	0	0	0
b	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
e	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
c	0 cm	0 cm	0 cm
Comportamiento a asumir para "Hinge" por carga Axial	Fuerza-Controlada	Fuerza-Controlada	Fuerza-Controlada

(1) Para ajustarse a la configuración geométrica rectangular de los distintos muros de mampostería no estructural confinada que básicamente se emplean en los estudios documentados, y en los cuales se basa la metodología adoptada en el presente trabajo de investigación, se consideró solo el área de mampostería confinada entre columnas, por lo que se omite el área triangular sobre esta, y que está confinada esta última por las vigas inclinadas.

(2) Se proyecta la longitud horizontal l_{viga} = a / Seno(θ_{viga}) sobre la viga inclinada (α=14°); es decir: l_{viga} = a / Seno(α+θ_{viga}); en donde (α) representa el ángulo de la pendiente de la cubierta de techo respecto a la horizontal.

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

Tabla F.25

Aplicabilidad de los Métodos de Análisis En el Plano o Fuera del Plano, y Valores asumidos como representativos para la mampostería no reforzada (MNR), (Se adoptaron bloques de arcilla de 30*20*10 para determinar las bielas equivalentes de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas)

Escuela Tipo R Tradicional Reforzada			
DIRECCIÓN ABERTURAS	LARGA Sin Aberturas	LARGA Con Aberturas	CORTA Sin Aberturas
E_c (acero)	2100000 Kgf/cm ²	2100000 Kgf/cm ²	2100000 Kgf/cm ²
F_y (acero PS-25)	2500 Kgf/cm ²	2500 Kgf/cm ²	2500 Kgf/cm ²
R_y	1.1	1.1	1.1
F_{ye}	2750 Kgf/cm ²	2750 Kgf/cm ²	2750 Kgf/cm ²
k	0.75	0.75	0.75
VIGAS	IPN-100	IPN-100	IPN-100
COLUMNAS	IPN-140	IPN-140	IPN-140
$V_{ix} = 0.6 * F_{ye} * A_w * C_v$ ⁽¹⁾	13167 Kgf	13167 Kgf	13167 Kgf
$V_{iy} = k * 0.6 * F_y * (2A_i) * C_v$ ⁽²⁾	10643 Kgf	10643 Kgf	10643 Kgf
$V_{pórtico}$	10643 Kgf	10643 Kgf	13167 Kgf
E_m	20000 Kgf/cm ²	20000 Kgf/cm ²	20000 Kgf/cm ²
f'_m	17.23 Kgf/cm ²	17.23 Kgf/cm ²	17.23 Kgf/cm ²
$\epsilon_m = \Delta L / L = f'_m / E_m$	0.0008615	0.0008615	0.0008615
f	0 Kgf/cm ²	0 Kgf/cm ²	0 Kgf/cm ²
f'_v	1.09 Kgf/cm ²	1.09 Kgf/cm ²	0.75 Kgf/cm ²
Tipo de Bloque ⁽³⁾	de Arcilla: 10x20x30	de Arcilla: 10x20x30	de Arcilla: 10x20x30
Dimensión Transversal Menor - t	10 cm	10 cm	10 cm
Dimensión Transversal Mayor	20 cm	20 cm	20 cm
Área Neta (Descontando Vacíos)	68.96 cm ²	68.96 cm ²	68.96 cm ²
t_{eff}	3.45 cm	3.45 cm	3.45 cm
$t_{mortero}$	10 cm	10 cm	10 cm
Daño	Despreciable	Despreciable	Despreciable
Expresión para el ancho "a"	Stanford-Smith y Carter	Stanford-Smith y Carter	Stanford-Smith y Carter
Aplicar Método	Ki=Kssc // Kf=2Ku ⁽⁴⁾	Ki=Kssc // Kf=2Ku ⁽⁴⁾	Ki=Kssc // Kf=2Ku ⁽⁴⁾
Este Método de Análisis para MNR en el Plano es:	OK Aplicable	OK Aplicable	OK Aplicable
Zona Sísmica	Baja, Moderada o Alta	Baja, Moderada o Alta	Baja, Moderada o Alta
Contacto MNR-Pórtico de Confinamiento	Pleno y Ajustado	Pleno y Ajustado	Pleno y Ajustado
$h/t \leq 25$	OK	OK	NO APLICA
$E_s * I_{columna} \& E_s * I_{viga} > 5.85 * 10^9$ Kgf-cm ²	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
Este Método de Análisis para MNR fuera del Plano es:	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
λ_o	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
$(R_1)_o$	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
$(R_2)_o$	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
Discontinuidad de MNR sobre:	Viga-Columna	Viga-Columna	Viga-Columna
$(R_3)_o$	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
w	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
Δo	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA

⁽¹⁾ La capacidad al corte respecto al eje de mayor inercia de considera mediante Deformación-Controlada.

⁽²⁾ La capacidad al corte respecto al eje de menor inercia de considera mediante Fuerza-Controlada.

⁽³⁾ Para ajustarse a lo especificado en la norma COVENIN 0002:1978 referente a los "Bloques de arcilla para paredes", se adoptó como espesor mínimo de los tabiques interiores y exteriores los valores de 0.6cm y 0.8cm, respectivamente. Particularmente los bloques de Arcilla 10x20x30 constan de 9 huecos (3x3).

⁽⁴⁾ Se convino emplear en el presente trabajo de investigación: Kf=Ku.

Tabla F.26

Valores asumidos y obtenidos como representativos para la mampostería no reforzada (MNR). (Se adoptaron bloques de arcilla de 30*20*10 para determinar las bielas equivalentes de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas)

	Escuela Tipo R Tradicional Reforzada		
$\sqrt{(E_c/F_v)}$	28.9828	28.9828	28.9828
L	305.00 cm	305.00 cm	590.00 cm
H	230.00 cm	230.00 cm	300.00 cm ⁽¹⁾
I columna 1 (en el plano)	35.1 cm ⁴	35.1 cm ⁴	572 cm ⁴
I columna 2 (en el plano)	35.1 cm ⁴	35.1 cm ⁴	572 cm ⁴
I viga 1 (en el plano)	170 cm ⁴	170 cm ⁴	170 cm ⁴
I viga 2 (en el plano)	170 cm ⁴	170 cm ⁴	170 cm ⁴
I columna (en el plano)	35.1 cm ⁴	35.1 cm ⁴	572 cm ⁴
I viga (en el plano)	170 cm ⁴	170 cm ⁴	170 cm ⁴
I min	35.1 cm ⁴	35.1 cm ⁴	170 cm ⁴
E _c *I min	0.07*10 ⁹ Kgf-cm ²	0.07*10 ⁹ Kgf-cm ²	0.36*10 ⁹ Kgf-cm ²
l	298.40 cm	298.40 cm	576.00 cm
h	225.00 cm	225.00 cm	300.00 cm
l/h	1.33	1.33	1.92
h/t	22.5	22.5	30
e = h/l	0.75	0.75	0.52
Δ/h = e/700	0.0011	0.0011	0.0007
Δ lim. mamp. reparable = h*(e/700)	0.24 cm	0.24 cm	0.22 cm
D = √(l ² +h ²)	373.72 cm	373.72 cm	649.44 cm
θ = Tang ⁻¹ (h/l)	37.02°	37.02°	27.51°
λ ₁ = [(E _m *t*Seno(2θ))/(4*E _c *I _{columna} *h)] ^{1/4}	0.0413	0.0413	0.0184
a (según: Stanford-Smith y Carter)	54.47 cm	54.47 cm	95.25 cm
A mampost = l*h	67140 cm ²	67140 cm ²	172800 cm ²
A abertura	0 cm ²	28350 cm ²	0 cm ²
A _n = l*t _{mortero}	2984 cm ²	2984 cm ²	5760 cm ²
(R ₁) _i = 0.6(A _{abertura} /A _{mampost}) ² -1.6(A _{abertura} /A _{mampost})+1	1	0.43	1
(R ₂) _i	1	1	1
a _{red} = a*(R ₁) _i * (R ₂) _i	54.47 cm	23.50 cm	95.25 cm
θ columna	28.94°	28.94°	19.35°
I columna = a/Cos(θ columna)	62.25 cm	62.25 cm	100.96 cm
θ viga	45.39°	45.39°	36.04°
I viga = a/Seno(θ viga)	76.52 cm	76.52 cm	124.26 cm ⁽²⁾
θ biela	19.18°	19.18°	10.06°
R _{agrietamiento} = a _{red} *t _{eff} *f _m	3236 Kgf	1396 Kgf	5659 Kgf
R _{corte} /Cos(θ biela) = A _n *F _v *(R ₁) _i * (R ₂) _i /Cos(θ biela)	3430 Kgf	1480 Kgf	4387 Kgf
R _{biela}	3236 Kgf	1396 Kgf	4387 Kgf
a _{biela} = a _{red}	54.47 cm	23.50 cm	95.25 cm
t _{biela} = t _{eff}	3.45 cm	3.45 cm	3.45 cm
V _{pórtico}	10643 Kgf	10643 Kgf	13167 Kgf
β	3.1	7.2	3.0
d(%)	1.1	1.1	0.9
d(%)*Δ/h = d(%)*e/700	0.0012	0.0012	0.0007
d = d(%)*Δ	0.2671 cm	0.2671 cm	0.2063 cm
A _{biela} = a _{biela} * t _{biela}	187.83 cm ²	81.02 cm ²	328.44 cm ²
h' = h-2*I _{columna}	100.51 cm	100.51 cm	98.09 cm
D' = √(l ² +h ²)	314.87 cm	314.87 cm	584.29 cm
Δ _{v biela} = R _{biela} *[D'/(E _m *A _{biela})]	0.271262 cm	0.271262 cm	0.390269 cm
a = d - Δ _{v biela} ≥ 0	0.0000 cm	0.0000 cm	0.0000 cm
a/Δ _{v biela}	0	0	0
b	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
e	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
c	0 cm	0 cm	0 cm
Comportamiento a asumir para "Hinge " por carga Axial	Fuerza-Controlada	Fuerza-Controlada	Fuerza-Controlada

⁽¹⁾ Para ajustarse a la configuración geométrica rectangular de los distintos muros de mampostería no estructural confinada que básicamente se emplean en los estudios documentados, y en los cuales se basa la metodología adoptada en el presente trabajo de investigación, se consideró solo el área de mampostería confinada entre columnas, por lo que se omite el área triangular sobre esta, y que está confinada esta última por las vigas inclinadas.

⁽²⁾ Se proyecta la longitud horizontal I_{viga}=a/Seno(θ_{viga}) sobre la viga inclinada (α=14°); es decir: I_{viga}=a/Seno(α+θ_{viga}); en donde (α) representa el ángulo de la pendiente de la cubierta de techo respecto a la horizontal.

F.6. Perfiles I SIDOR.

Tabla F.27

Dimensiones y Propiedades para el Diseño de Perfiles I SIDOR, de acero tipo PS-25 ($F_y=2500 \text{ Kg/cm}^2$, $F_u=3700 \text{ Kg/cm}^2$). Fuente: Datos tomados de la tabla *Perfiles I SIDOR. Dimensiones y Propiedades para el Diseño*, del *Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo II. Diseño de Miembros y Uniones*, p.p. 5-76, 5-77, (SIDOR, 1982a)

DESIGNACIÓN ORIGINAL DE PERFIL EN SIDOR	Peso Kg/m	Área cm ²	Dimensiones				Propiedades						Áreas		Esbelteces		Constantes		Módulos Plásticos	
			Altura	Alas	Alma		Eje X-X			Eje Y-Y			Alma	Alas	Alas	Alma	Torsión	Zx	Zy	
P	A	d	b _f	t _f	t _w	I _x	S _x	r _x	I _y	S _y	r _y	A _w	2*A _f	b/2t _f	d/t _w	J	C _w	Zx	Zy	
		mm				cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	cm ²			cm ⁴	cm ⁶	cm ³	cm ³	
IPN 80	6.01	7.66	80	42	5.40	4.60	74.9	19	3.13	5.69	2.7	0.86	3.38	4.28	3.89	17.4	0.783	79	22.0	4.68
IPN 100	8.34	10.6	100	50	6.80	4.50	170	34	4.00	12.1	4.9	1.07	4.11	6.49	3.68	22.2	1.50	263	39.4	8.19
IPN 140	14.3	18.2	140	66	8.60	5.70	572	82	5.60	35.1	11	1.39	7.35	10.85	3.84	24.6	4.07	1510	94.5	18

Tabla F.28

Dimensiones y Propiedades de Perfiles I adoptados en el SAP2000, Equivalentes a los Perfiles I de SIDOR, e igual tipo de acero.

PERFIL EQUIVALENTE ADOPTADO EN EL SAP2000	Peso Kg/m	Área cm ²	Dimensiones				Propiedades						Áreas		Esbelteces		Constantes		Módulos Plásticos	
			Altura	Alas	Alma		Eje X-X			Eje Y-Y			Alma	Alas	Alas	Alma	Torsión	Zx	Zy	
P	A	d	b _f	t _f	t _w	I _x	S _x	r _x	I _y	S _y	r _y	A _w	2*A _f	b/2t _f	d/t _w	J	C _w *	Zx	Zy	
		mm				cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	cm ²			cm ⁴	cm ⁶	cm ³	cm ³	
IPN 80 Eq.	6.01	7.72	80	42	5.40	4.60	75.9	19	3.14	6.72	3.2	0.93	3.68	3.78	3.89	17.4	0.620	79	22.4	5.13
IPN 100 Eq.	8.34	10.7	100	50	6.80	4.50	172	34	4.01	14.2	5.7	1.15	4.50	5.67	3.68	22.2	1.21	262	40.1	8.94
IPN 140 Eq.	14.3	18.4	140	66	8.60	5.70	579	83	5.62	41.4	13	1.50	7.98	9.46	3.84	24.6	3.30	1514	96.1	20

* El valor de C_w es determinado mediante la expresión aproximada: $t_f^*(d-t_f)^2*b_f^3/28200000$.

Tabla F.29

Variación Relativa de los Perfiles I Equivalentes adoptados en el SAP2000, respecto a los Perfiles Originales I de SIDOR.

PERFIL EQUIVALENTE ADOPTADO EN EL SAP2000	Peso		Dimensiones				Propiedades						Áreas		Esbelteces		Constantes		Módulos Plásticos	
	P	A	d	b _f	t _f	t _w	I _x	S _x	r _x	I _y	S _y	r _y	A _w	2*A _f	b/2t _f	d/t _w	J	C _w	Zx	Zy
% Variación Relativa: [(Perfil Equivalente - Perfil SIDOR)/Perfil SIDOR]																				
IPN 80 Eq.	0%	1%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	0%	18%	18%	9%	9%	-12%	0%	0%	-21%	0%	2%	10%
IPN 100 Eq.	0%	1%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	0%	18%	17%	8%	10%	-13%	0%	0%	-19%	0%	2%	9%
IPN 140 Eq.	0%	1%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	0%	18%	18%	8%	9%	-13%	0%	0%	-19%	0%	2%	10%

Tabla F.30

Resistencia Teórica al Corte de Perfiles I SIDOR, de acero tipo PS-25 ($F_y=2500 \text{ Kg/cm}^2$, $F_u=3700 \text{ Kg/cm}^2$) – Análisis Estático No Lineal.

DESIGNACIÓN ORIGINAL DE PERFIL EN SIDOR	Resistencia mín. a la Cedencia		Resistencia esperada a la Cedencia		Áreas		Coeficientes de Corte		Resistencia Teórica al Corte		
	F_y	R_y	F_{ye}	A_w	A_f	C_{vX}	C_{vY}	$V_{tX}^{(1)}$	$k^{(3)}$	$V_{tY}^{(2)}$	
	Kg/cm^2	<i>adim</i>	Kg/cm^2	cm^2	cm^2	<i>adim.</i>	<i>adim.</i>	Kg	<i>adim.</i>	Kg	
IPN 80	2500	1.1	2750	3.38	2.14	1.00	1.00	5580	1.00	7059	
IPN 100	2500	1.1	2750	4.11	3.25	1.00	1.00	6776	1.00	10714	
IPN 140	2500	1.1	2750	7.35	5.43	1.00	1.00	12123	1.00	17907	

⁽¹⁾ Deformación Controlada.

⁽²⁾ Fuerza Controlada.

⁽³⁾ Se asume ($k=1$) en lugar de ($k=0.75$) por las razones expuestas en la Sección II.11.c.

Tabla F.31

Resistencia Teórica al Corte de los Perfiles I Equivalentes adoptados en el SAP2000 – Análisis Estático No Lineal.

PERFIL EQUIVALENTE ADOPTADO EN EL SAP2000	Resistencia mín. a la Cedencia		Resistencia esperada a la Cedencia		Áreas		Coeficientes de Corte		Resistencia Teórica al Corte		
	F_y	R_y	F_{ye}	A_w	A_f	C_{vX}	C_{vY}	$V_{tX}^{(1)}$	$k^{(3)}$	$V_{tY}^{(2)}$	
	Kg/cm^2	<i>adim</i>	Kg/cm^2	cm^2	cm^2	<i>adim.</i>	<i>adim.</i>	Kg	<i>adim.</i>	Kg	
IPN 80 Eq.	2500	1.1	2750	3.68	1.89	1.00	1.00	6072	1.00	6237	
IPN 100 Eq.	2500	1.1	2750	4.50	2.84	1.00	1.00	7425	1.00	9356	
IPN 140 Eq.	2500	1.1	2750	7.98	4.73	1.00	1.00	13167	1.00	15609	

⁽¹⁾ Deformación Controlada.

⁽²⁾ Fuerza Controlada.

⁽³⁾ Se asume ($k=1$) en lugar de ($k=0.75$) por las razones expuestas en la Sección II.11.c.

Tabla F.32

Resistencia Teórica al Corte Definitiva de los Perfiles I Equivalentes adoptados en el SAP2000, y Variación Relativa respecto a los Perfiles Originales I de SIDOR – Análisis Estático No Lineal.

PERFIL EQUIVALENTE ADOPTADO EN EL SAP2000	Resistencia Teórica al Corte Adoptada		Variación respecto a Perfiles SIDOR	
	$V_{tX}^{(1)}$	$V_{tY}^{(2)}$	$V_{tX}^{(1)}$	$V_{tY}^{(2)}$
	Kg	Kg	%	%
IPN 80 Eq.	6072	6237	9%	-12%
IPN 100 Eq.	7425	9356	10%	-13%
IPN 140 Eq.	13167	15609	9%	-13%

⁽¹⁾ Deformación Controlada.

⁽²⁾ Fuerza Controlada.

Tabla F.33

Resistencia Teórica al Corte de Perfiles I SIDOR, de acero tipo PS-25 ($F_y=2500 \text{ Kg/cm}^2$, $F_u=3700 \text{ Kg/cm}^2$) – Análisis Dinámico Lineal*.

DESIGNACIÓN ORIGINAL DE PERFIL EN SIDOR	Resistencia mín. a la Cedencia	Áreas		Coeficientes de Corte		Resistencia Teórica al Corte			
		Alma	Alas	C_{vx}	C_{vy}	$k^{(3)}$	$V_{tx}^{(1)}$	$k^{(3)}$	$V_{ty}^{(2)}$
	F_y	A_w	A_f	<i>adim.</i>	<i>adim.</i>	<i>adim.</i>	<i>Kgf</i>	<i>adim.</i>	<i>Kgf</i>
	Kg/cm^2	cm^2	cm^2						
IPN 80	2500	3.38	2.14	1.00	1.00	1.00	5073	1.00	6417
IPN 100	2500	4.11	3.25	1.00	1.00	1.00	6160	1.00	9740
IPN 140	2500	7.35	5.43	1.00	1.00	1.00	11021	1.00	16279

*Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel de COVENIN-MINDUR 1756-2001.

⁽¹⁾⁽²⁾ Fuerza Controlada.

⁽³⁾ Se asume ($k=1$) en lugar de ($k=0.75$) por las razones expuestas en la Sección II.11.c.

Tabla F.34

Resistencia Teórica al Corte de los Perfiles I Equivalentes adoptados en el SAP2000 – Análisis Dinámico Lineal*.

PERFIL EQUIVALENTE ADOPTADO EN EL SAP2000	Resistencia mín. a la Cedencia	Áreas		Coeficientes de Corte		Resistencia Teórica al Corte			
		Alma	Alas	C_{vx}	C_{vy}	$k^{(3)}$	$V_{tx}^{(1)}$	$k^{(3)}$	$V_{ty}^{(2)}$
	F_y	A_w	A_f	<i>adim.</i>	<i>adim.</i>	<i>adim.</i>	<i>Kgf</i>	<i>adim.</i>	<i>Kgf</i>
	Kg/cm^2	cm^2	cm^2						
IPN 80 Eq.	2500	3.68	1.89	1.00	1.00	1.00	5520	1.00	5670
IPN 100 Eq.	2500	4.50	2.84	1.00	1.00	1.00	6750	1.00	8505
IPN 140 Eq.	2500	7.98	4.73	1.00	1.00	1.00	11970	1.00	14190

*Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel de COVENIN-MINDUR 1756-2001.

⁽¹⁾⁽²⁾ Fuerza Controlada.

⁽³⁾ Se asume ($k=1$) en lugar de ($k=0.75$) por las razones expuestas en la Sección II.11.c.

Tabla F.35

Resistencia Teórica al Corte Definitiva de los Perfiles I Equivalentes adoptados en el SAP2000, y Variación Relativa respecto a los Perfiles Originales I de SIDOR – Análisis Dinámico Lineal*.

PERFIL EQUIVALENTE ADOPTADO EN EL SAP2000	Resistencia Teórica al Corte Adoptada		Variación respecto a Perfiles SIDOR	
	$V_{tx}^{(1)}$	$V_{ty}^{(2)}$	$V_{tx}^{(1)}$	$V_{ty}^{(2)}$
	<i>Kgf</i>	<i>Kgf</i>	%	%
IPN 80 Eq.	5520	5670	9%	-12%
IPN 100 Eq.	6750	8505	10%	-13%
IPN 140 Eq.	11970	14190	9%	-13%

*Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel de COVENIN-MINDUR 1756-2001.

(1)(2) Fuerza Controlada.

Tabla F.36

Clasificación de las Secciones de Miembros de Perfiles IPN de SIDOR.

DESIGNACIÓN (acero PS-25)	Dimensiones ⁽¹⁾					Columnas ⁽²⁾					
	Altura	Alas		Alma		Alas			Alma		
	d	b _f	t _f	t _w	h=T	$\lambda_p^{(3)(4)(5)}$	$\lambda=b_f/2t_f$	Esbeltez	$\lambda_p^{(3)(4)(5)}$	$\lambda=h/t_w$	Esbeltez
	mm					adim	adim		adim	adim	
IPN 80	80	42	5.40	4.60	60		3.89	Compacta		6.52	Compacta
IPN 100	100	50	6.80	4.50	75		3.68	Compacta		8.33	Compacta
IPN 120	120	58	7.70	5.10	92		3.77	Compacta		9.02	Compacta
IPN 140	140	66	8.60	5.70	109		3.84	Compacta		9.56	Compacta
IPN 160	160	74	9.50	6.30	125	8.69	3.89	Compacta	43.17	9.92	Compacta
IPN 180	180	82	10.4	6.90	142		3.94	Compacta		10.29	Compacta
IPN 200	200	90	11.3	7.50	159		3.98	Compacta		10.60	Compacta
IPN 240	240	106	13.1	8.70	192		4.05	Compacta		11.03	Compacta
IPN 300	300	125	16.2	10.8	241		3.86	Compacta		11.16	Compacta

⁽¹⁾ Fuente: Datos tomados de la tabla *Perfiles I SIDOR. Dimensiones y Propiedades para el Diseño*, del Manual de proyectos de estructuras de acero. Tomo II. *Diseño de Miembros y Uniones*, p.p. 5-76, 5-77, (SIDOR, 1982a)

⁽²⁾ Considerando los miembros como Columnas se obtienen menores valores límites de esbeltez de los elementos que para Vigas.

⁽³⁾ Considerando la Condición Crítica de Carga ($N_x=N_y$) se obtienen menores valores límites de esbeltez de los elementos de la Columna. Para las Alas ($\lambda_p=0.3\sqrt{E/F_y}$) y para el Alma ($\lambda_p=1.4896\sqrt{E/F_y}>1.46\sqrt{E/F_y}$)

⁽⁴⁾ Se adopta ($\Phi_p=1$) por pretenderse Evaluar la Capacidad de la sección.

⁽⁵⁾ Asumiendo los valores de $E=2100000 \text{ Kgf/cm}^2$ y $F_y=2500 \text{ Kgf/cm}^2$ (acero PS-25 de SIDOR).

Tabla F.37

Factor Forma para Momentos (f) se Secciones de Perfiles IPN de SIDOR.

DESIGNACIÓN DE LA SECCIÓN	Módulo Elástico		Módulo Plástico		Factor Forma para Momento	
	S _x	S _y	Z _x	Z _y	f _x =Z _x /S _x	f _y =Z _y /S _y
	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	adim	adim
IPN 80	18.7	2.71	22.0	4.68	1.2	1.7
IPN 100	34.1	4.86	39.4	8.19	1.2	1.7
IPN 120	54.5	7.38	63.1	12.5	1.2	1.7
IPN 140	81.8	10.6	94.5	18	1.2	1.7
IPN 160	117	14.7	135	25	1.2	1.7
IPN 180	160	19.8	185	33.6	1.2	1.7
IPN 200	214	25.9	247	43.9	1.2	1.7
IPN 240	353	41.5	408	70.6	1.2	1.7
IPN 300	652	71.9	756	123	1.2	1.7

ANEXO G.

Modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada

G.1. Modelos en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, de tres aulas (R-3).

G.2. Modelos matemáticos de las Escuelas Tipo R Tradicional y Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada, de tres aulas (R-3), desarrollados en el programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995).

G.1. Modelos en 3D de las Escuelas Tipo R *Tradicional* y Escuelas Tipo R *Tradicional Reforzada*, de tres aulas (R-3).

Escuelas Tipo R Tradicional (R-3).

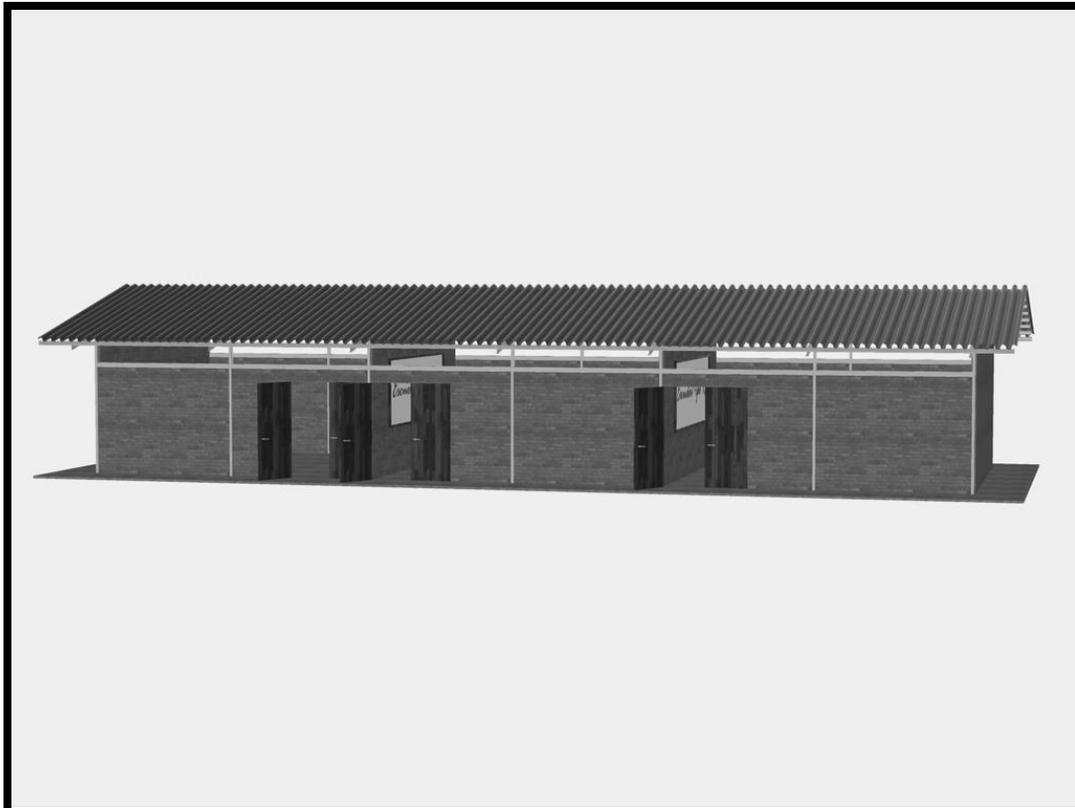


Figura G.1. Vista frontal del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3).

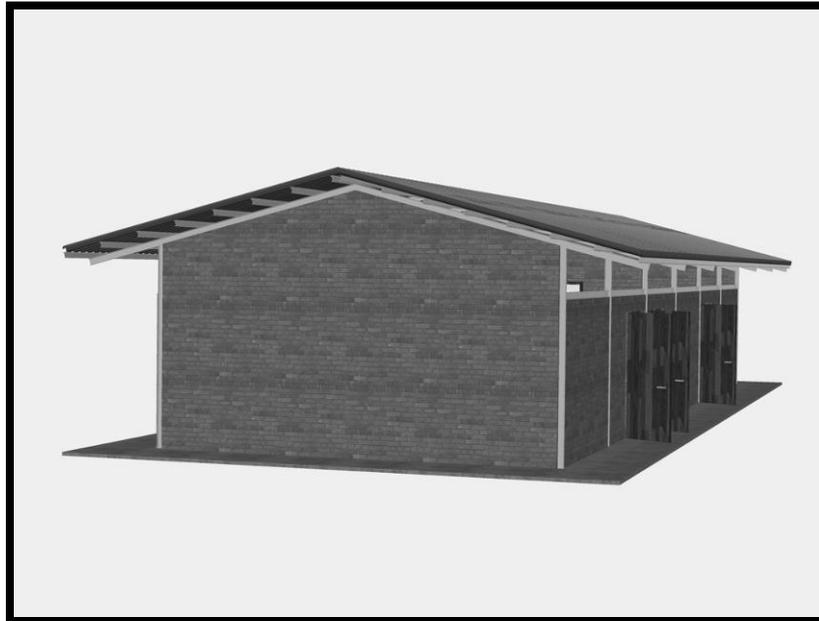


Figura G.2. Vista lateral del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3).

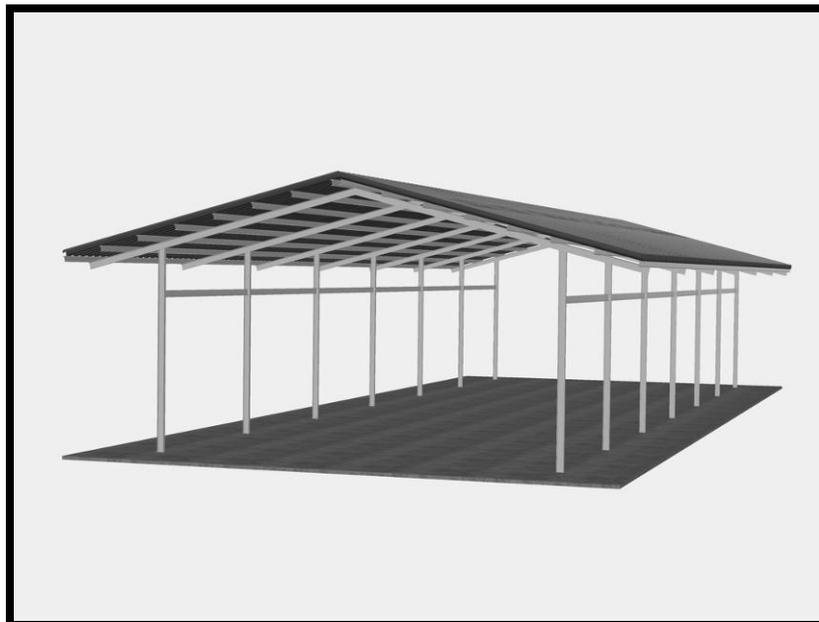


Figura G.3. Vista lateral del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), sin la mampostería.

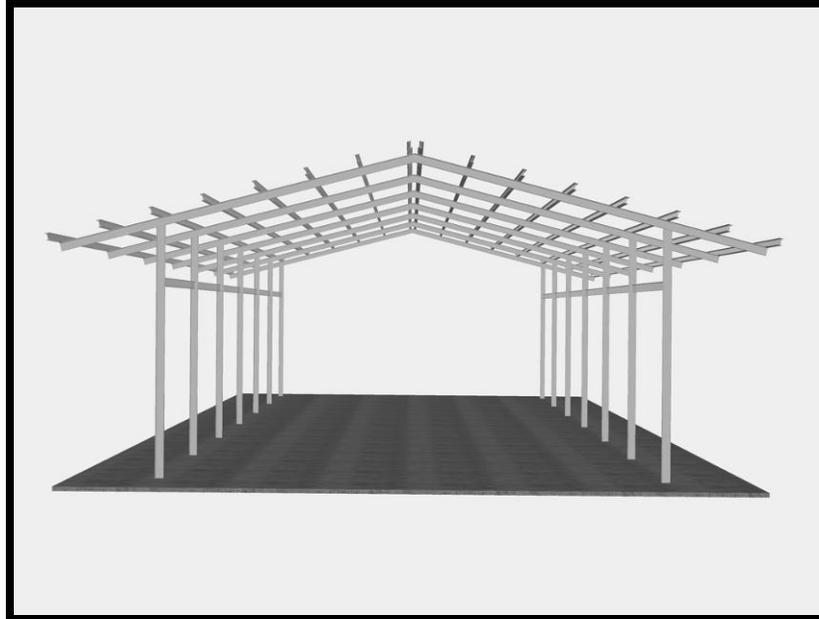


Figura G.4. Vista del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), sin la mampostería ni la cubierta de techo.

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3).

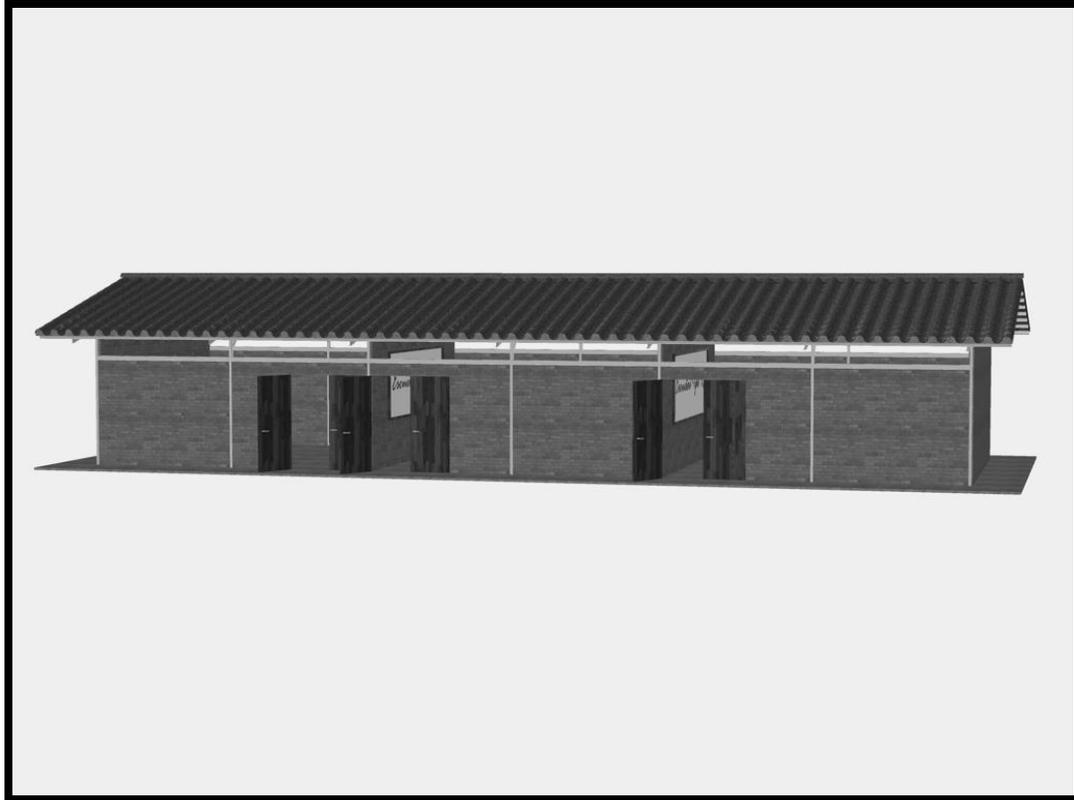


Figura G.5. Vista frontal del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3).

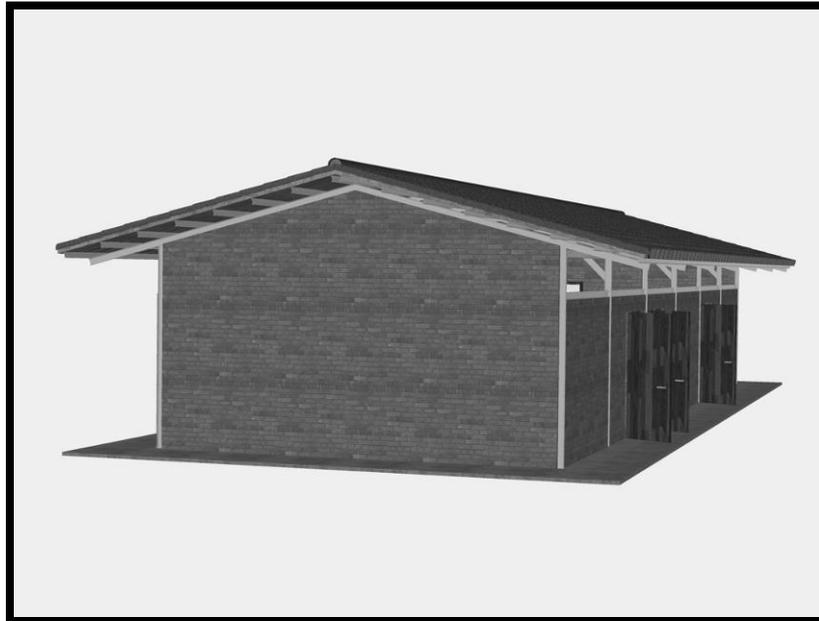


Figura G.6. Vista lateral del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3).

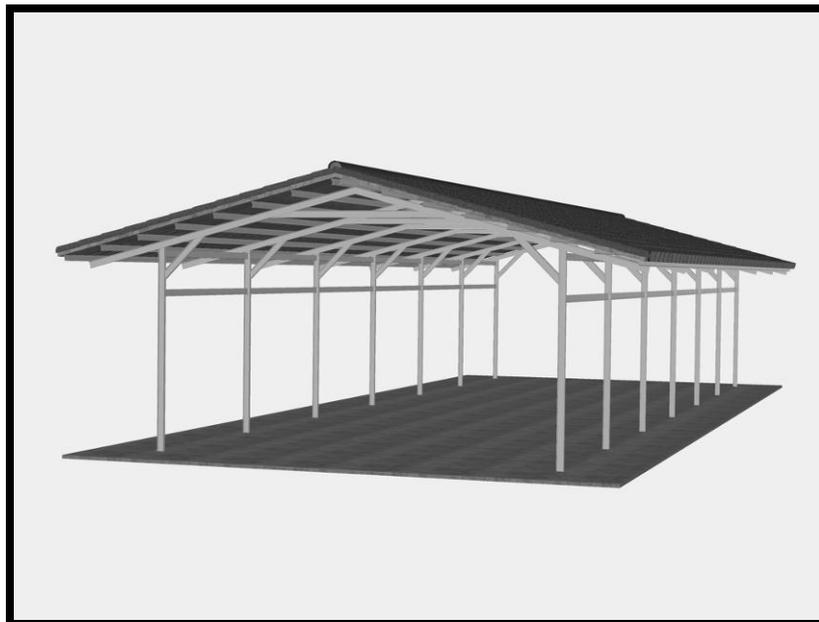


Figura G.7. Vista lateral del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), sin la mampostería.

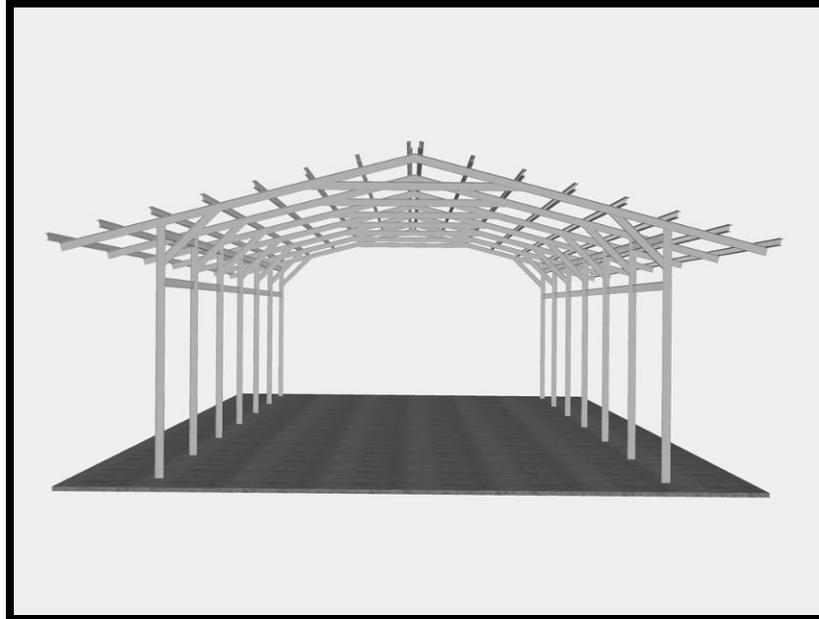


Figura G.8. Vista del Modelo en 3D de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), sin la mampostería ni la cubierta de techo.

G.2. Modelos matemáticos de las Escuelas Tipo R *Tradicional* y Escuelas Tipo R *Tradicional Reforzada*, de tres aulas (R-3), desarrollados en el programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995).

Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), para cubierta de techo con láminas tipo asbesto-cemento.

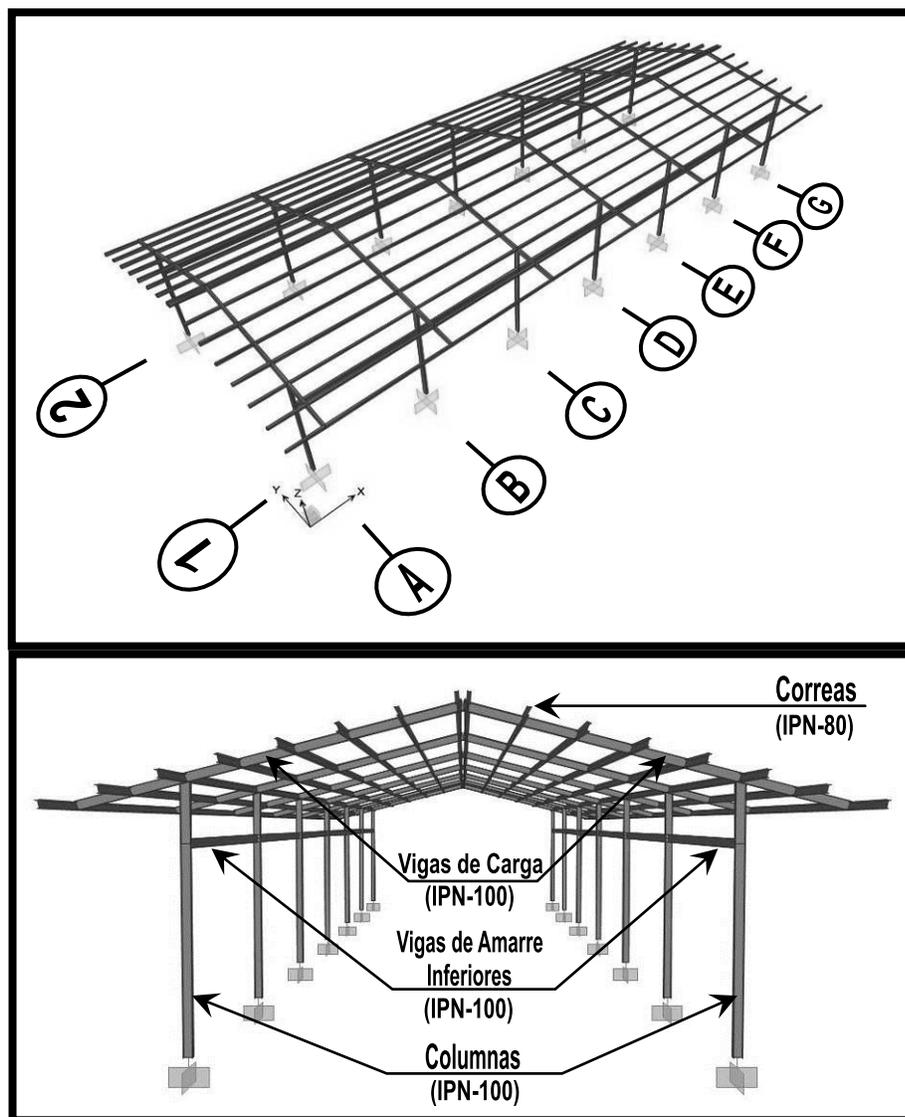


Figura G.9. Pórticos y Perfiles de los Miembros de los Modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3).

Modelo 1.1: *Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), sin mampostería.*

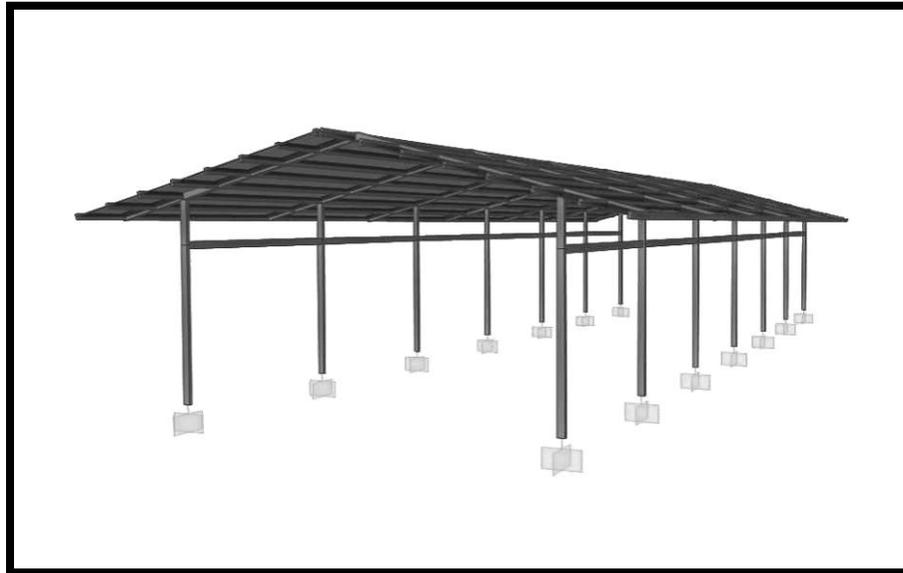


Figura G.10. Modelo 1.1, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), sin considerar la mampostería.

Modelo 1.2G: Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), con mampostería sólo en la dirección larga (X) cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm X$).

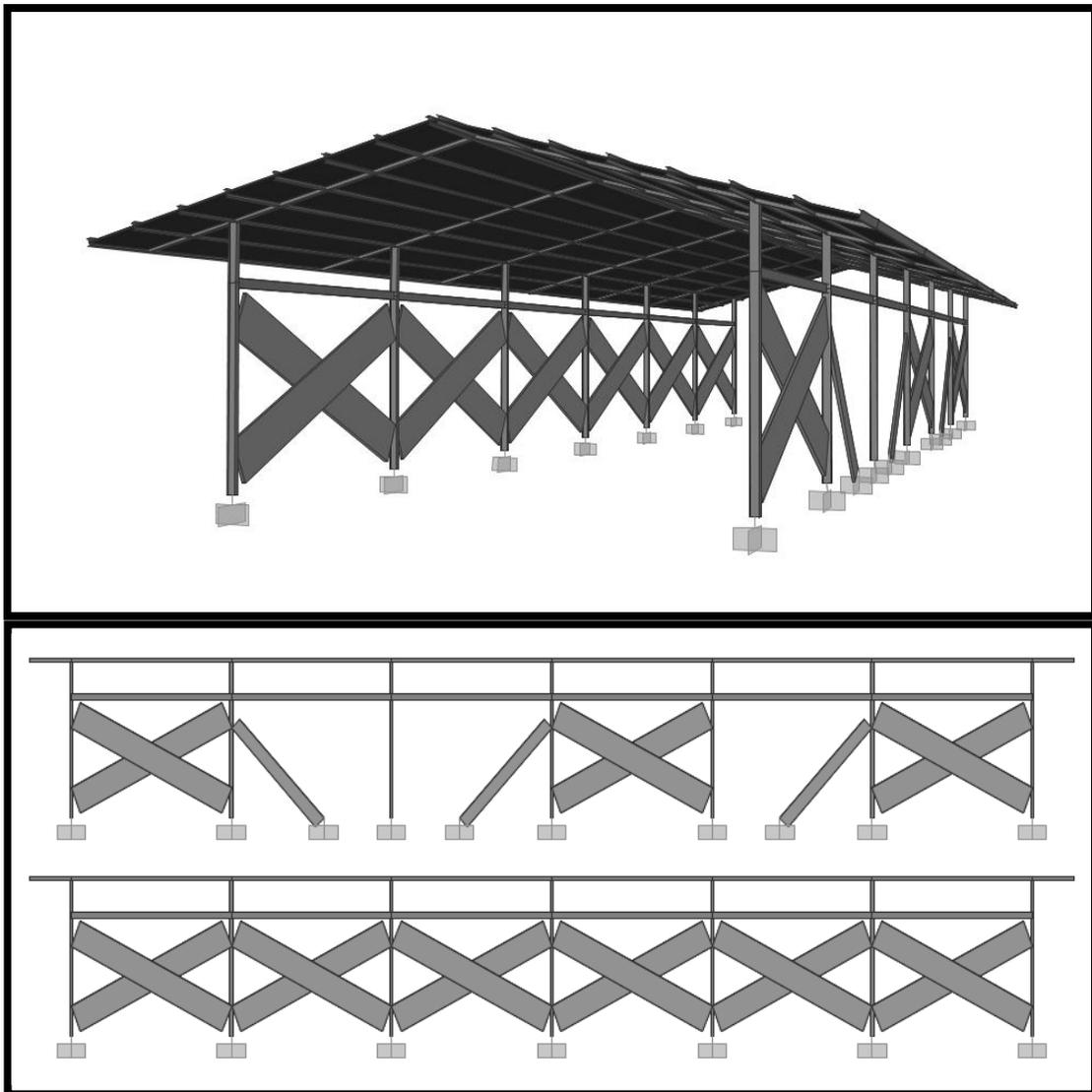


Figura G.11. Modelo 1.2G, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección larga (X), cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm X$).

Modelo 1.2: Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), con mampostería sólo en la dirección larga (X) cuando las cargas actuantes son sólo en sentido (+X).

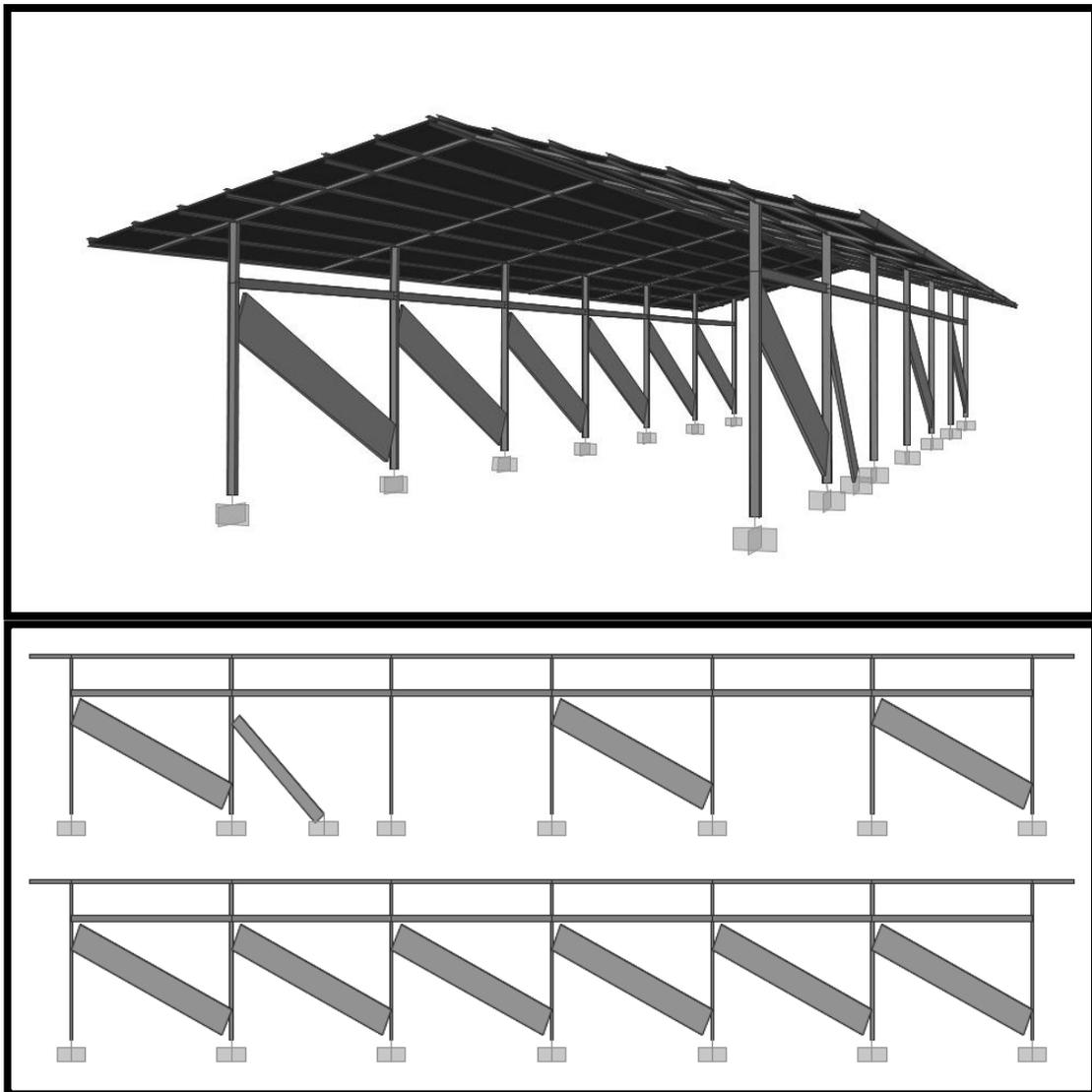


Figura G.12. Modelo 1.2, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección corta (X) cuando las cargas laterales son sólo en sentido (+X).

Modelo 1.3G: Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), con mampostería sólo en la dirección corta (Y) cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm Y$).

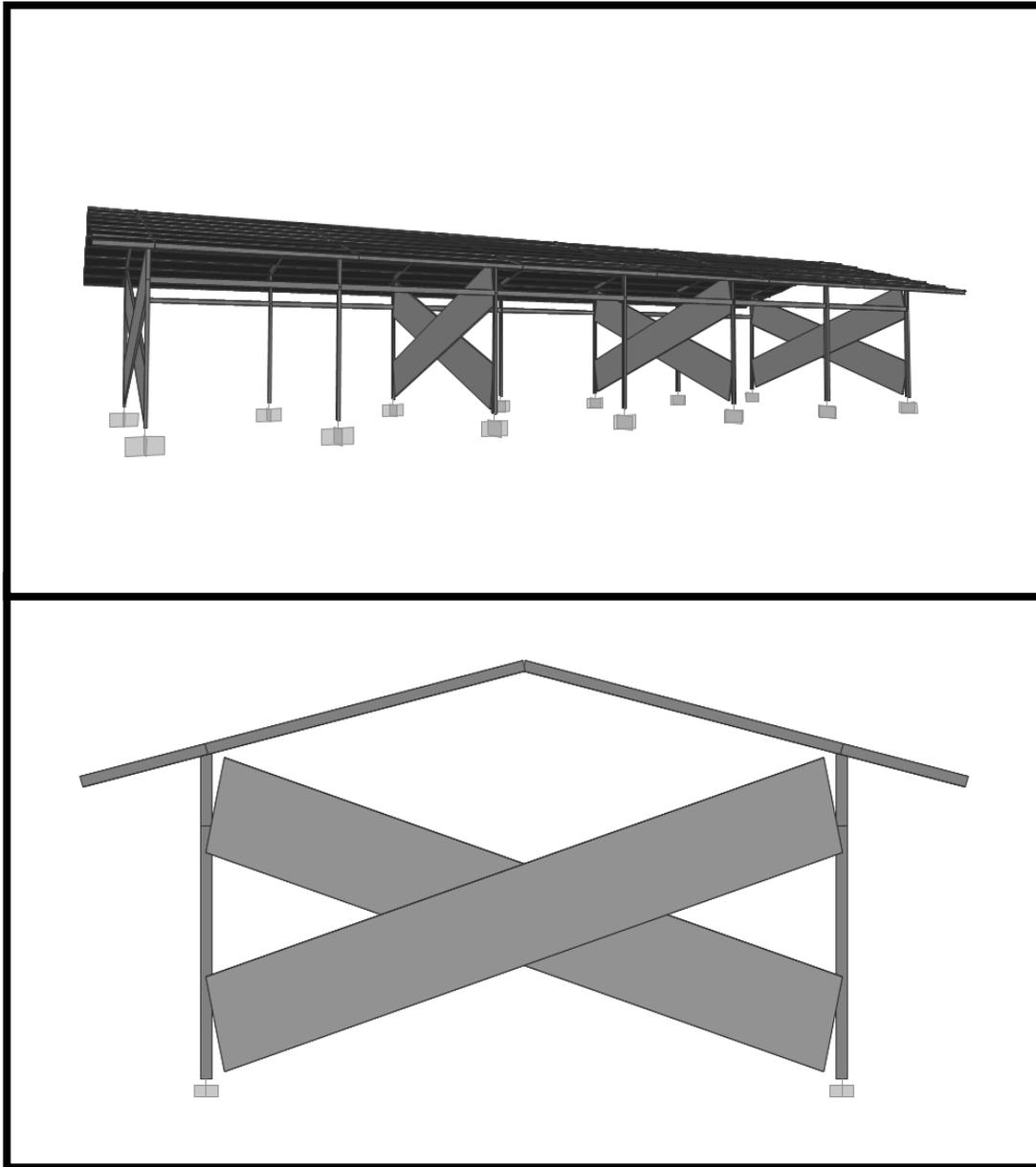


Figura G.13. Modelo 1.3G, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección corta (Y), cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm Y$).

Modelo 1.3: Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), con mampostería sólo en la dirección corta (Y) cuando las cargas laterales son sólo en sentido (+Y).

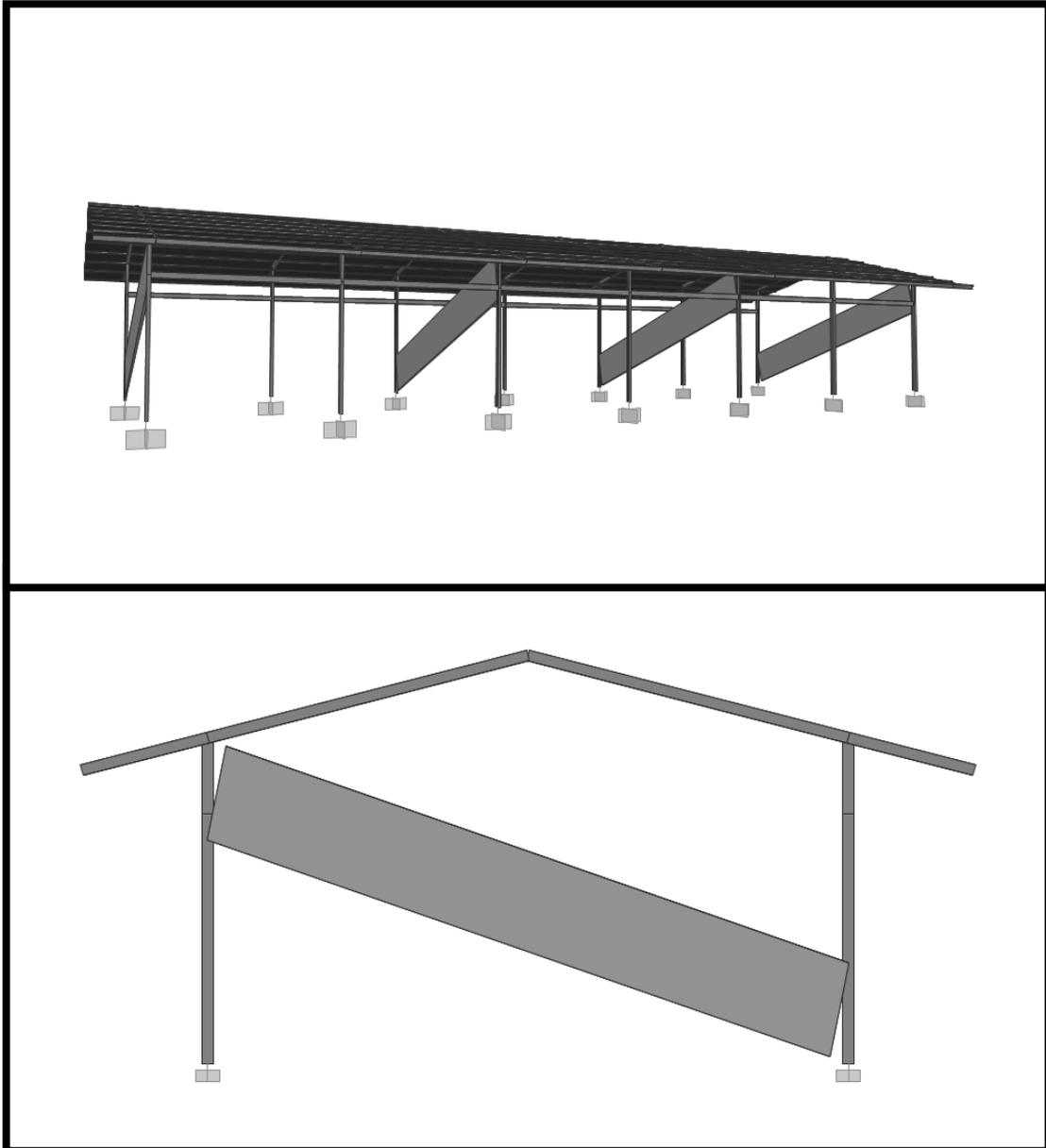


Figura G.14. Modelo 1.3, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección corta (Y), cuando las cargas laterales son sólo en sentido (+Y).

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), para cubierta de techo de tejas criollas; tanto para el caso de malla expandida tipo “Riplex”, como para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem”.

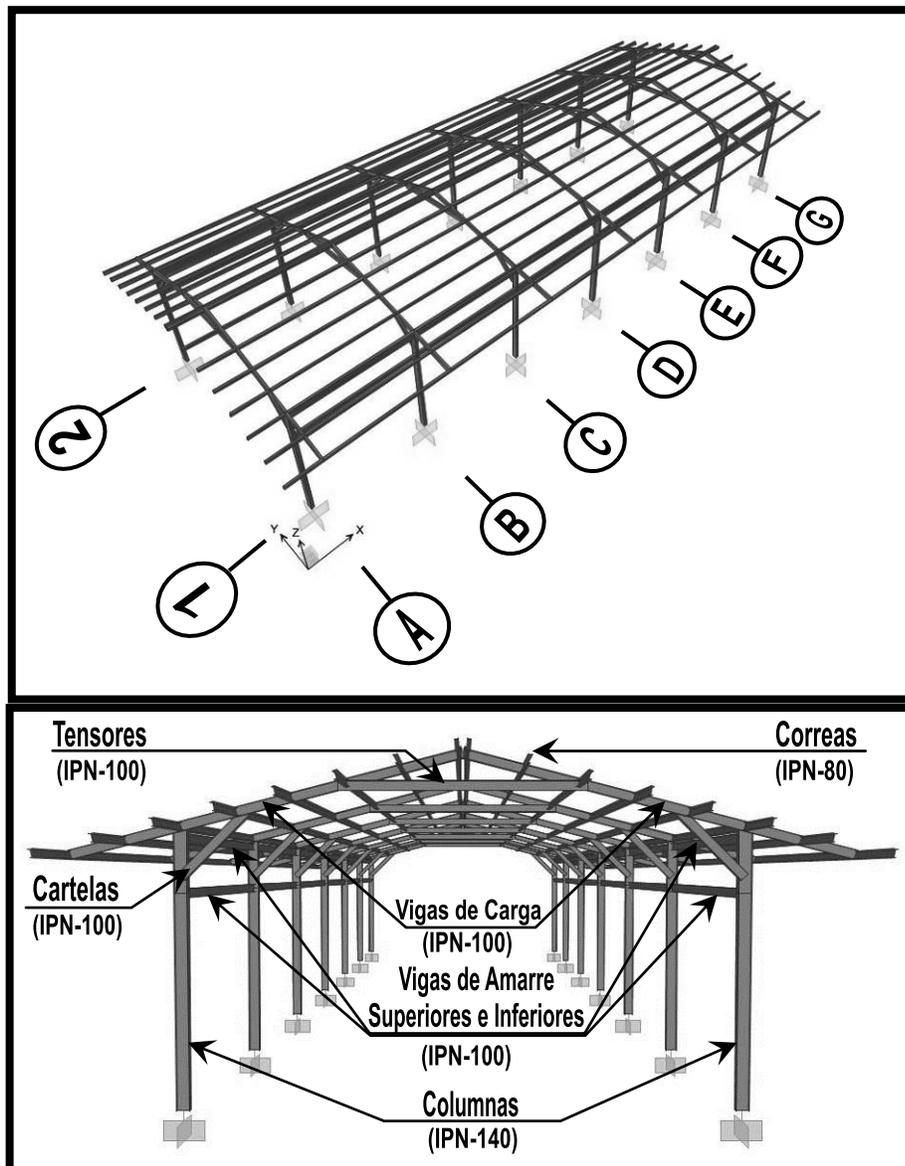


Figura G.15. Pórticos y Perfiles de los Miembros de los Modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3).

Modelos 2.1 y 3.1: *Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), sin mampostería; considerando el primer modelo para el caso de malla expandida tipo “Riplex” (Modelo 2.1), y el segundo para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem” (Modelo 3.1).*

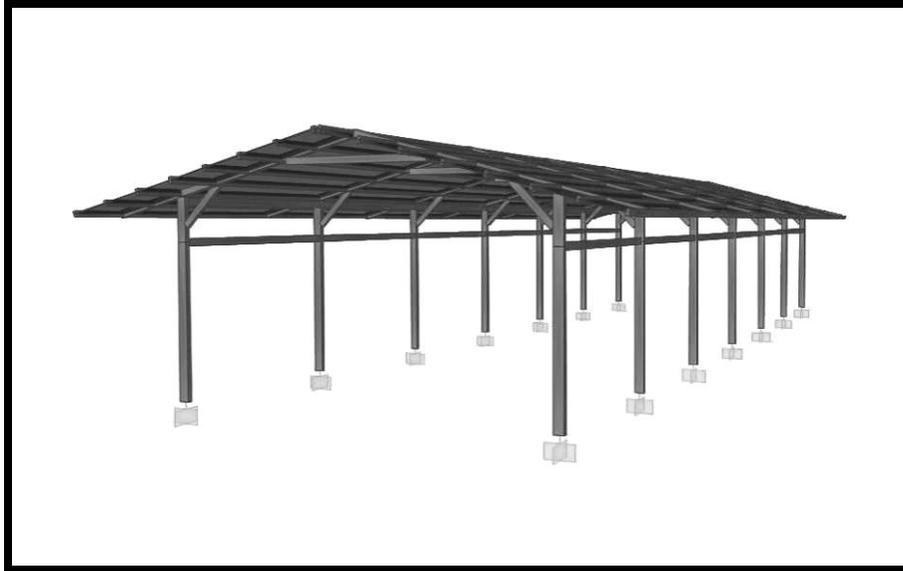


Figura G.16. Modelos 2.1 y 3.1, que representan las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), sin considerar la mampostería.

Modelos 2.2G y 3.2G: Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con mampostería sólo en la dirección larga (X); considerando el primer modelo para el caso de malla expandida tipo “Riplex” (Modelo 2.2), y el segundo para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem” (Modelo 3.2); cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm X$).

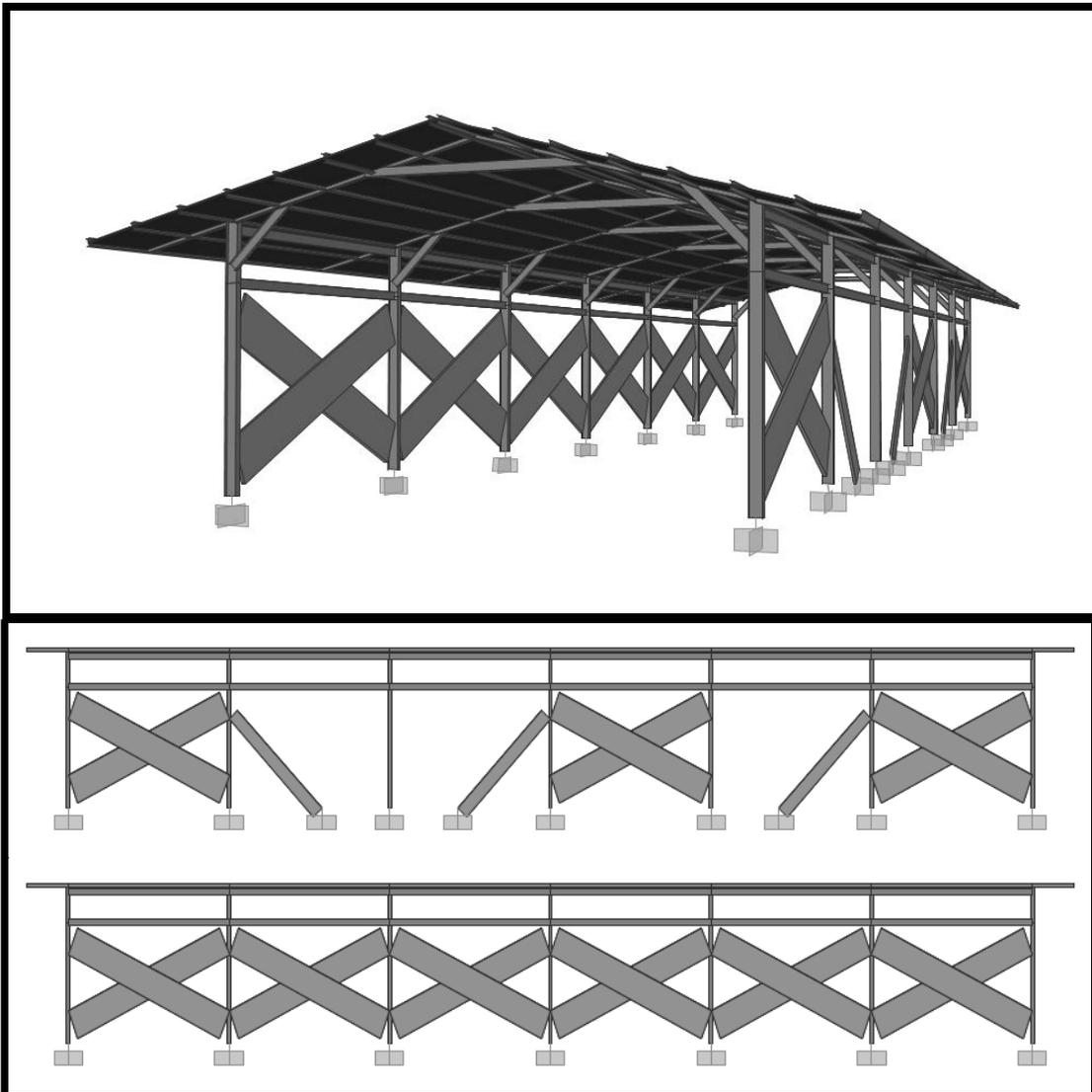


Figura G.17. Modelo 2.2G y 3.2G, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección larga (X), cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm X$).

Modelos 2.2 y 3.2: Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con mampostería sólo en la dirección larga (X); considerando el primer modelo para el caso de malla expandida tipo “Riplex” (Modelo 2.2), y el segundo para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem” (Modelo 3.2); uando las cargas laterales son sólo en sentido (+X).

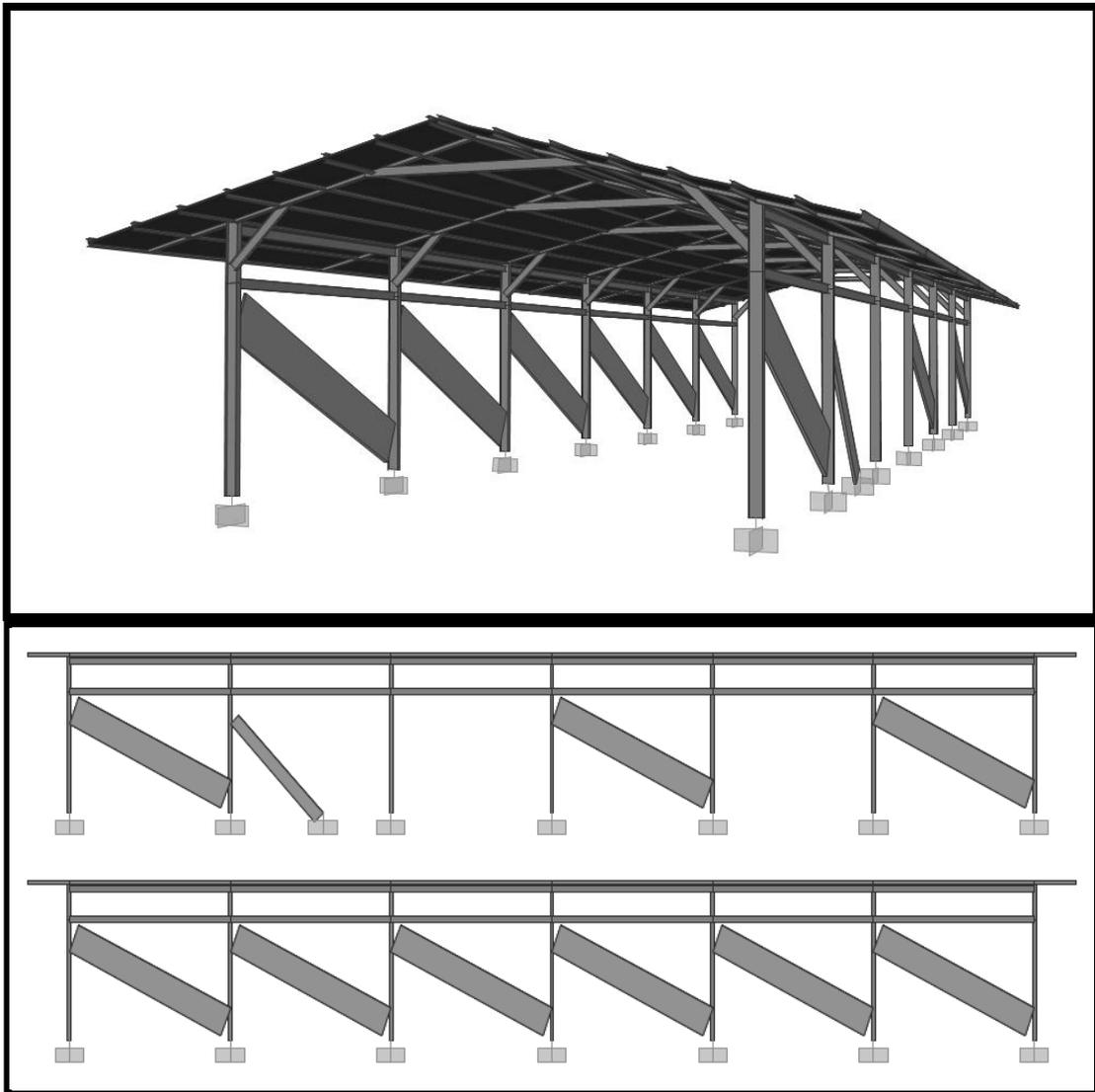


Figura G.18. Modelo 2.2 y 3.2, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección larga (X), cuando las cargas laterales son sólo en sentido (+X).

Modelo 2.3G y 3.3G: Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con mampostería sólo en la dirección corta (Y); considerando el primer modelo para el caso de malla expandida tipo “Riplex” (Modelo 2.3), y el segundo para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem” (Modelo 3.3); cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm Y$).

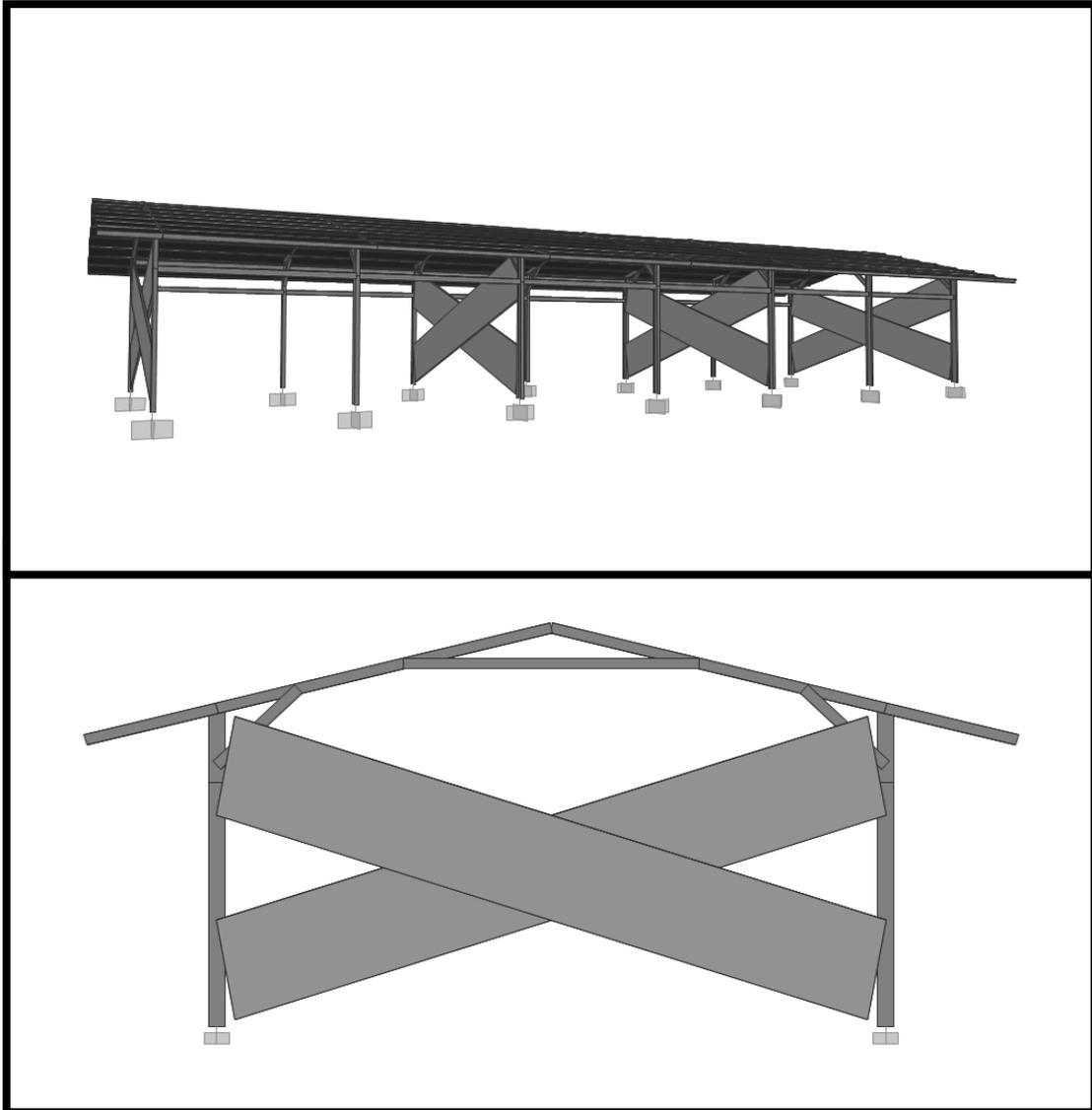


Figura G.19. Modelo 2.3G y 3.3G, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección corta (Y), cuando las cargas laterales pueden ser en ambos sentidos ($\pm Y$).

Modelo 2.3 y 3.3: Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), con mampostería sólo en la dirección corta (Y); considerando el primer modelo para el caso de malla expandida tipo “Riplex” (Modelo 2.3), y el segundo para el caso de láminas de fibro-cemento tipo “Plycem” (Modelo 3.3); cuando las cargas laterales son sólo en sentido (+Y).

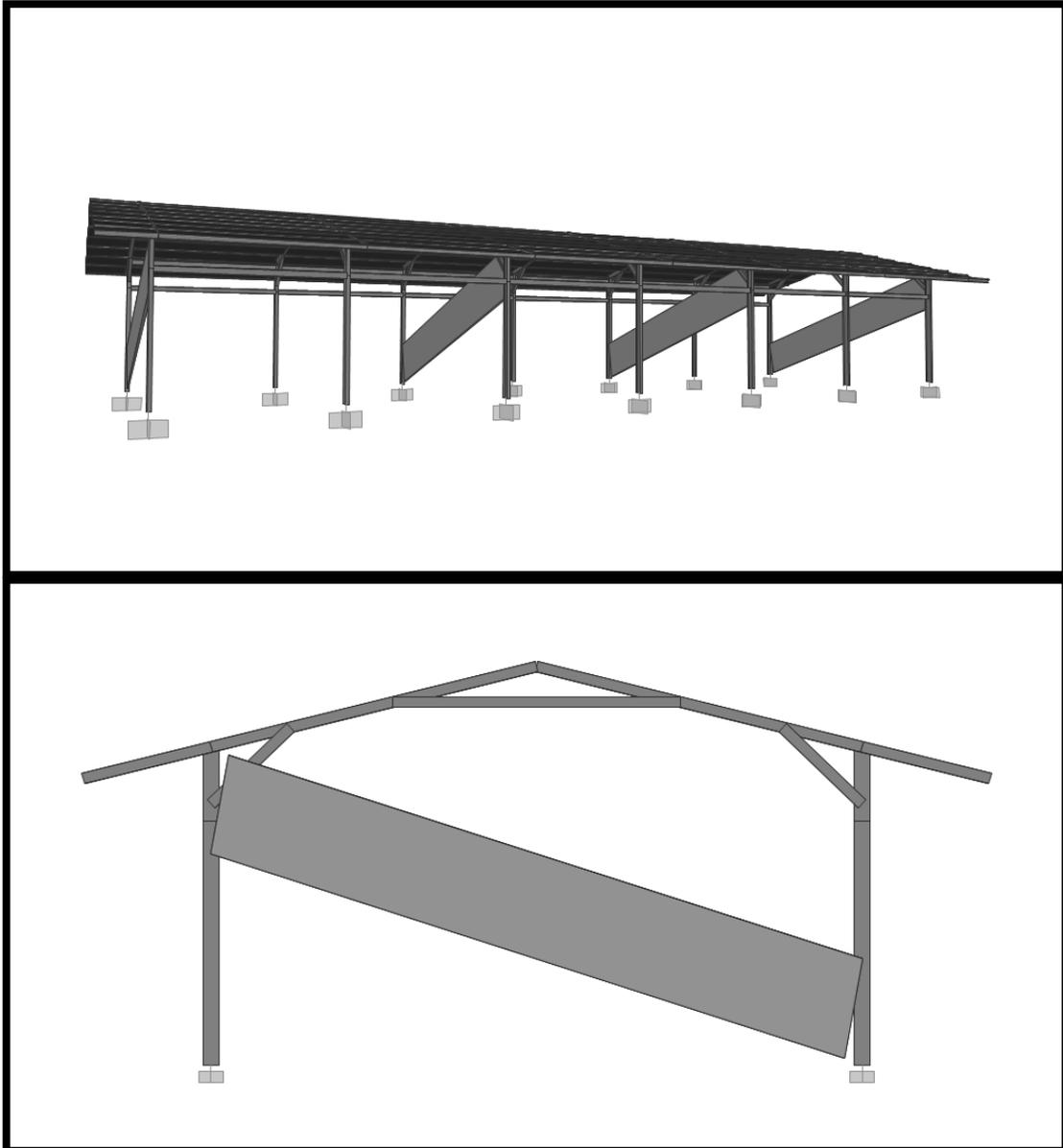


Figura G.20. Modelo 2.3 y 3.3, que representa las Escuelas Tipo R Tradicional (R-3), considerando sólo la mampostería en la dirección corta (Y), cuando las cargas laterales son sólo en sentido (+Y).

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), para cubierta de techo de tejas criollas; para el caso de malla expandida tipo “Riplex”, incluyendo una propuesta alternativa de reforzamiento adicional mediante diagonales en la dirección (X) a ser verificada.

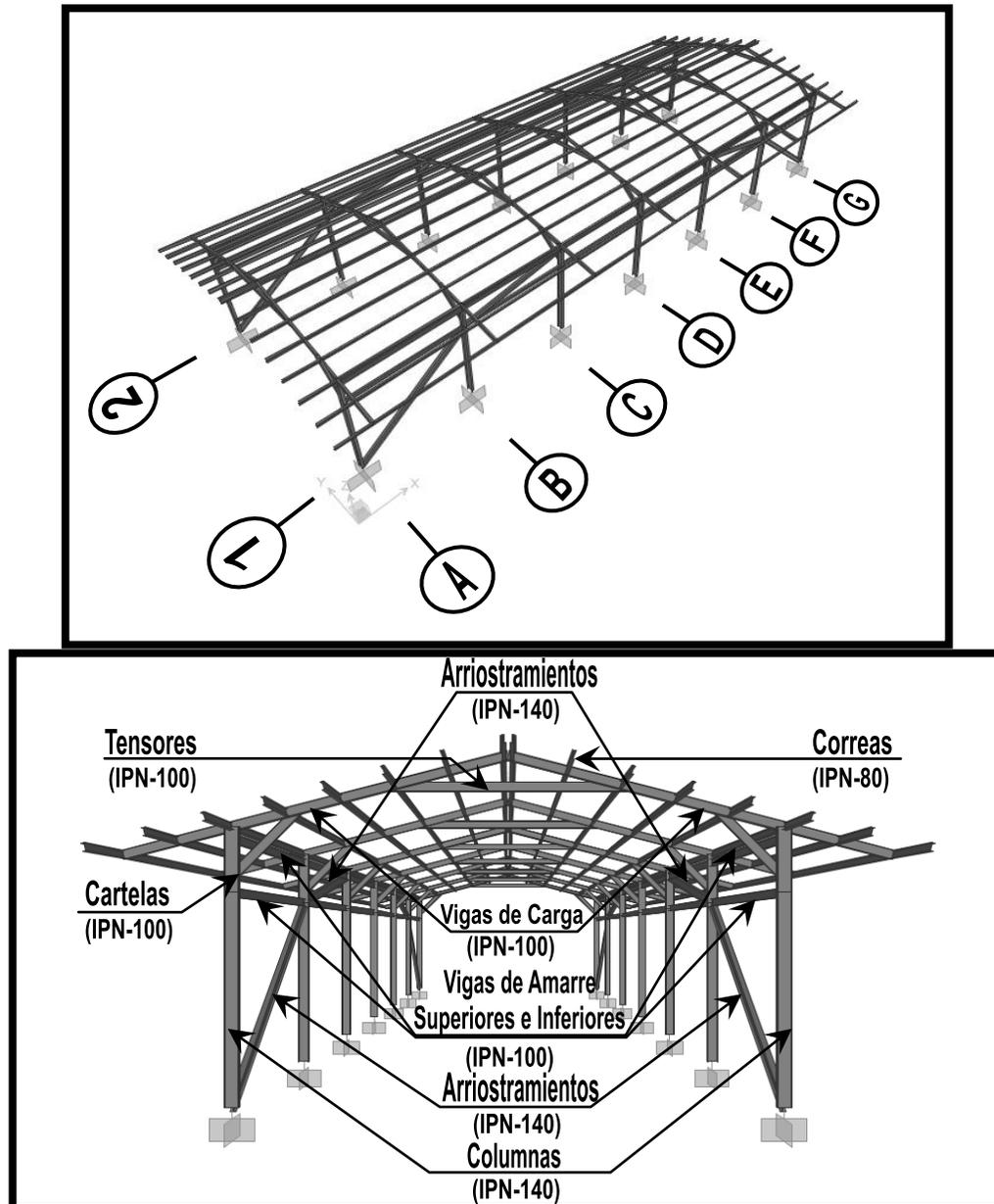


Figura G.21. Pódicos y Perfiles de los Miembros de los Modelos de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), incluyendo una propuesta alternativa de reforzamiento adicional mediante diagonales en la dirección (X) a ser verificada.

Modelos 4: Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), sin mampostería; considerando el modelo para el caso de malla expandida tipo “Riplex” (Modelo 2.1), incluyendo una propuesta alternativa de reforzamiento adicional mediante diagonales en la dirección (X), sin considerar la mampostería, a ser verificada.

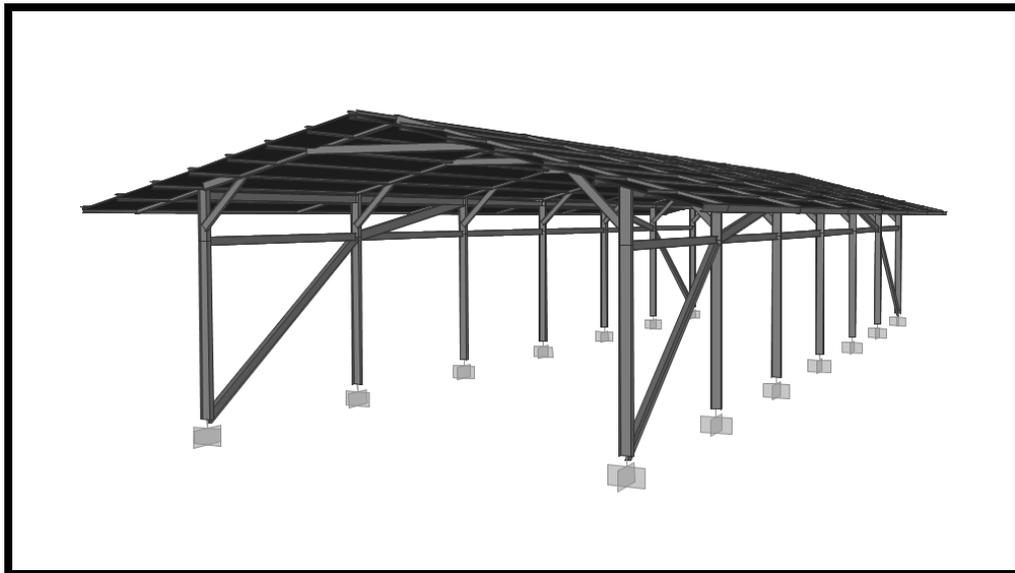


Figura G.22. Modelos 4, que representan las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3) incluyendo una propuesta alternativa de reforzamiento adicional mediante diagonales en la dirección (X), sin considerar la mampostería, a ser verificada.

ANEXO H.

Determinación del tipo de Conexión (TR ó PR) de la Conexión Columna-Viga de Carga.

H.1 Definición del *modelo de elementos finitos discretizados* para pórticos transversales.

H.2. Resultados obtenidos de la evaluación del pórtico considerado, e identificación de la rigidez elástica tipificada (TR ó PR), que caracteriza la conexión columna-viga de carga.

Verificación del Criterio de cedencia de Von Mises (σ_{VM})

Verificación de la demanda de resistencia de las soldaduras (F1 y V3)

H.3. Conexión de momento al alma de columnas (eje débil).

H.1. Definición del *modelo de elementos finitos discretizados* para pórticos transversales.

A continuación se muestran algunas imágenes de Modelo desarrollado de uno de los pórticos en dirección transversal de las Escuelas Tipo R Tradicional, en base a elementos finitos suficientemente discretizados, considerando secciones de Áreas tipo “*Shell-Thin*” en el programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995).



Figura H.1. Pórtico en dirección transversal de las Escuelas Tipo R tradicional.

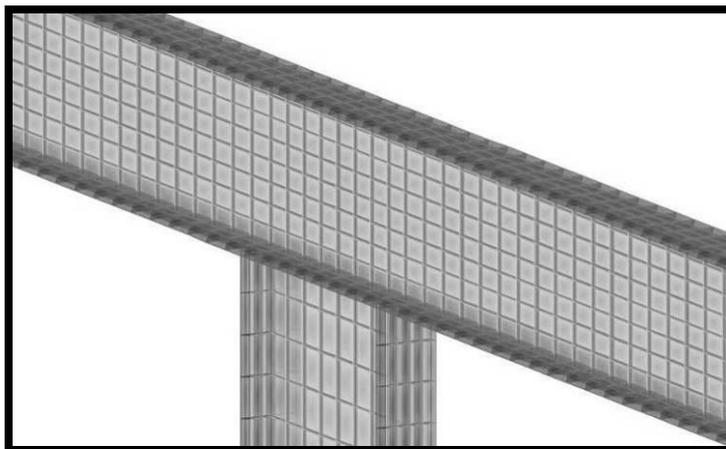


Figura H.2. Discretización de elementos de sección Área tipo “*Shell-Thin*” (Computers and Structures, Inc., 1995).

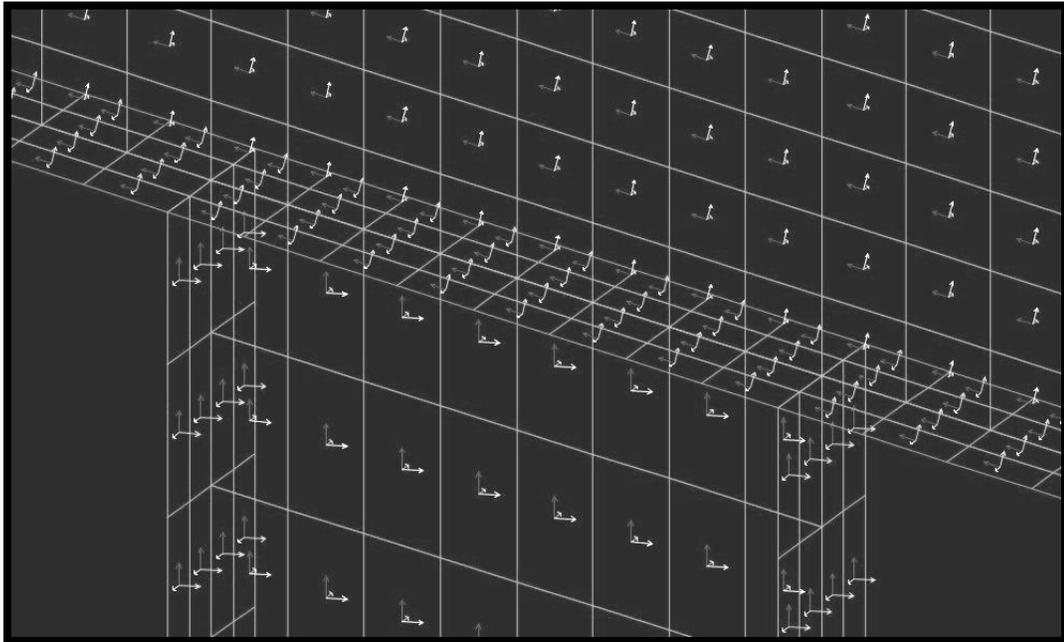


Figura H.3. Ejes locales de elementos finitos. Eje 1 (Ver Figura H.9), está orientado en la dirección longitudinal de cada perfil I.

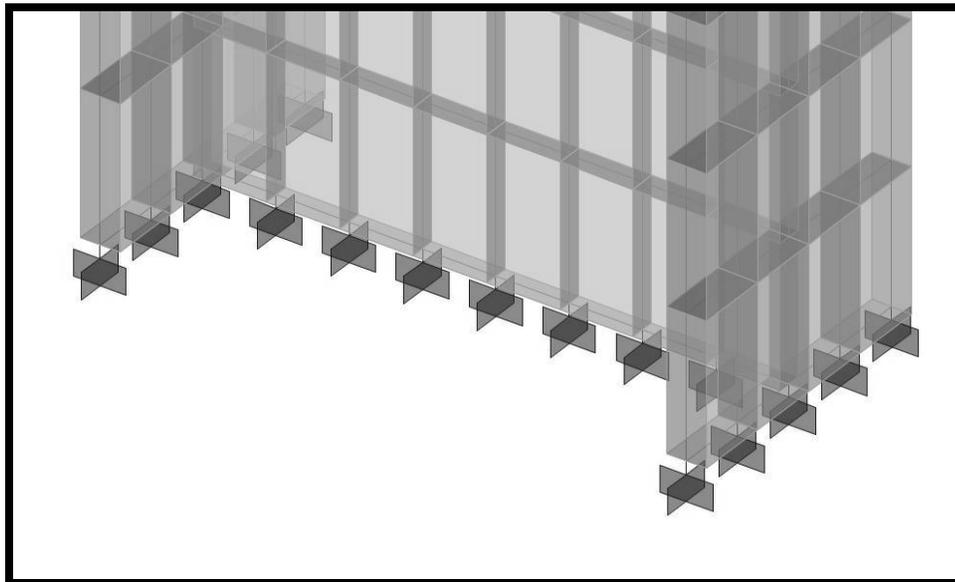


Figura H.4. Elementos finitos en la base de las columnas empotrados a tierra.

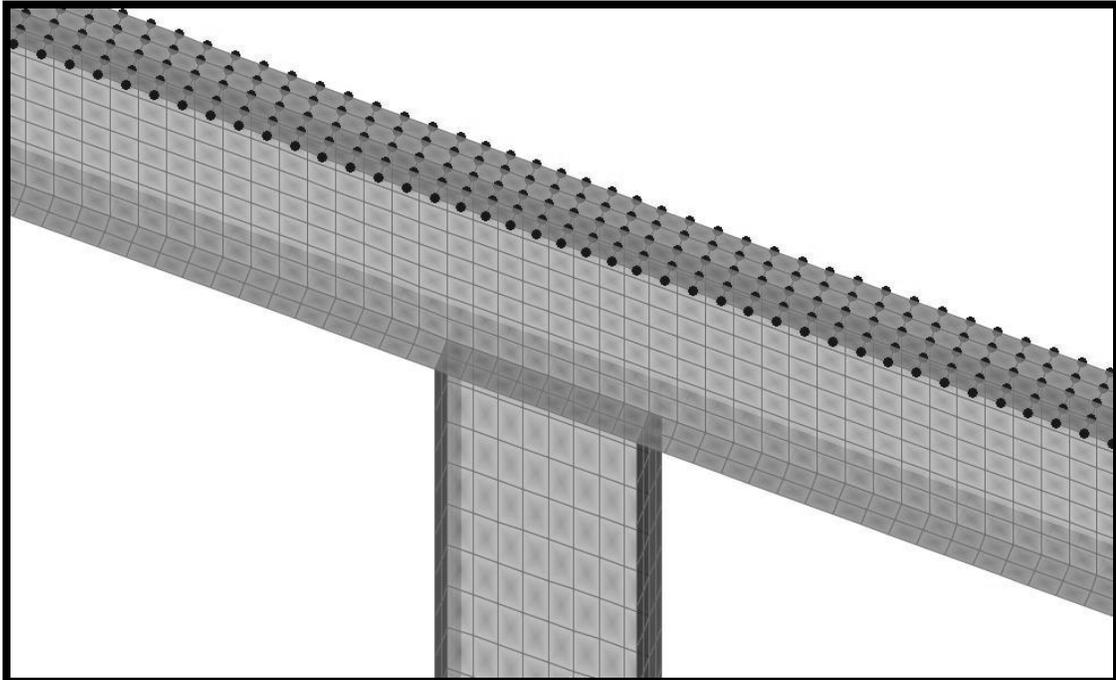


Figura H.5. Asignación de diafragma rígido a los elementos finitos del ala superior de la viga de carga.

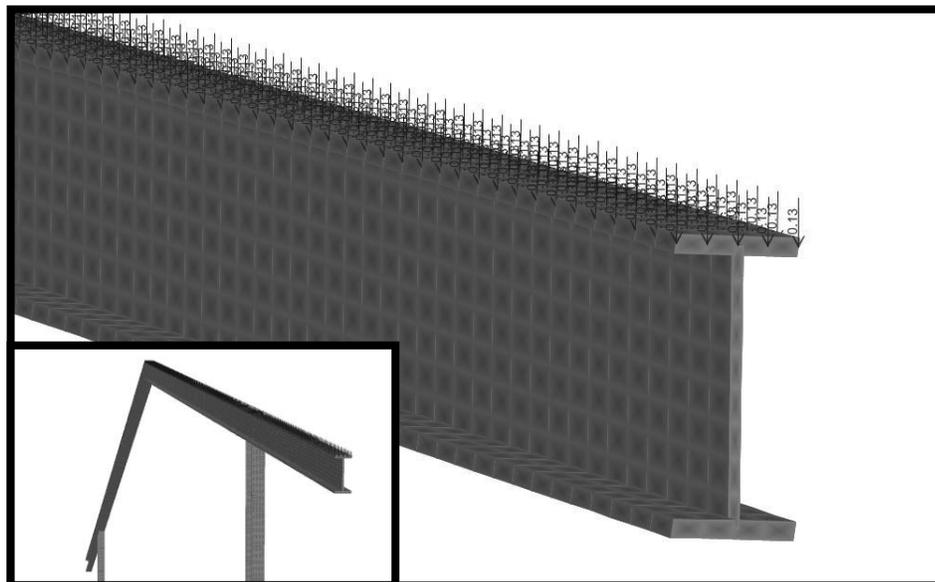


Figura H.6. Asignación de masas puntuales representativas de la cubierta de techo, sobre cada nodo de los elementos finitos del ala superior de la viga de carga.

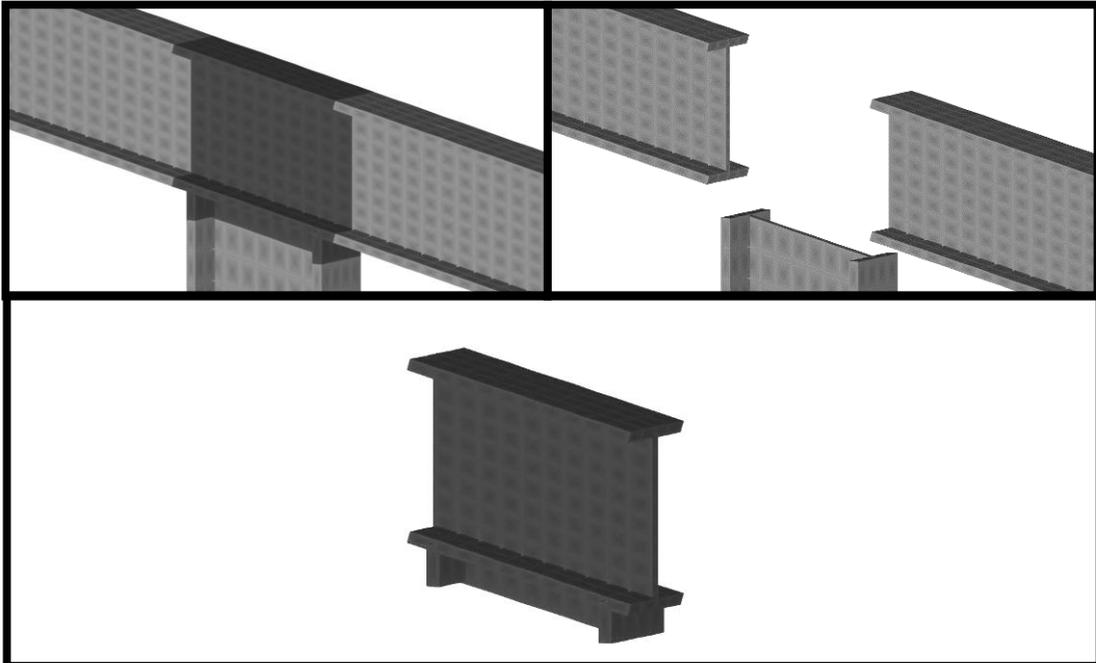


Figura H.7. Elementos finitos considerados como representativos de la conexión a evaluar.

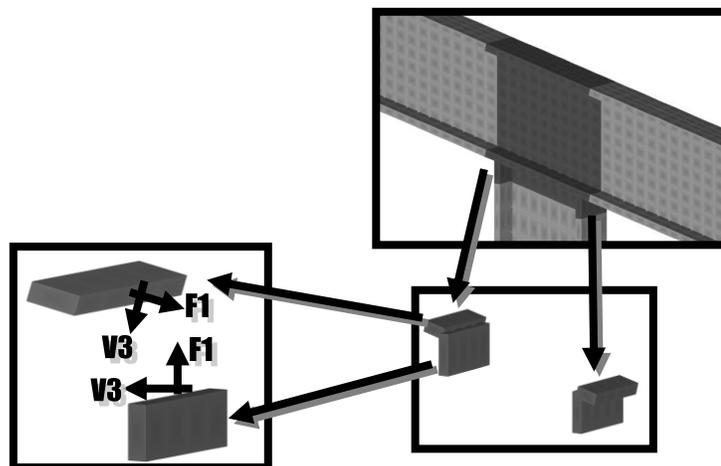


Figura H.8. Cuatro grupos de elementos finitos considerados para verificar las fuerzas que debe soportar la soldadura de filete en la unión del ala de la columna con el ala de la viga de carga. (Ver Figura H.9)

De acuerdo a la orientación hecha a los ejes de los elementos finitos, las fuerzas que debe soportar la soldadura de filete ($F1$ y $V3$), en la unión del ala de la columna con el ala de la viga de carga, se obtendrán de acuerdo a las

fuerzas axiales por unidad de longitud F_{11} y las fuerzas cortantes por unidad de longitud V_{13} .

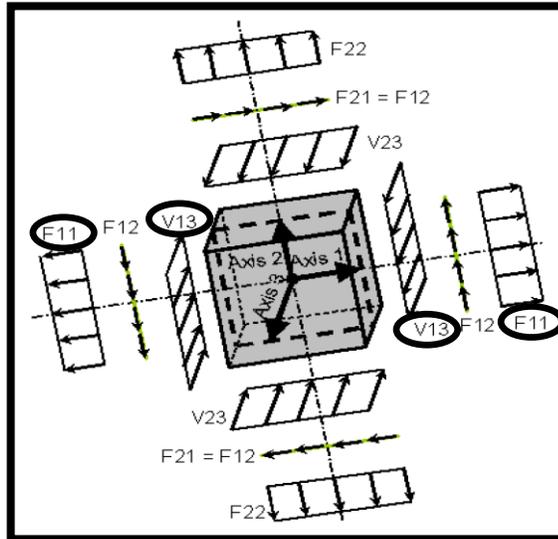


Figura H.9. Orientación de las fuerzas por unidad de longitud en los elementos finitos. Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 1995).

H.2. Resultados obtenidos de la evaluación del pórtico considerado, e identificación de la rigidez elástica tipificada (TR ó PR), que caracteriza la conexión columna-viga de carga.

Verificación del Criterio de cedencia de Von Mises (σ_{VM}):

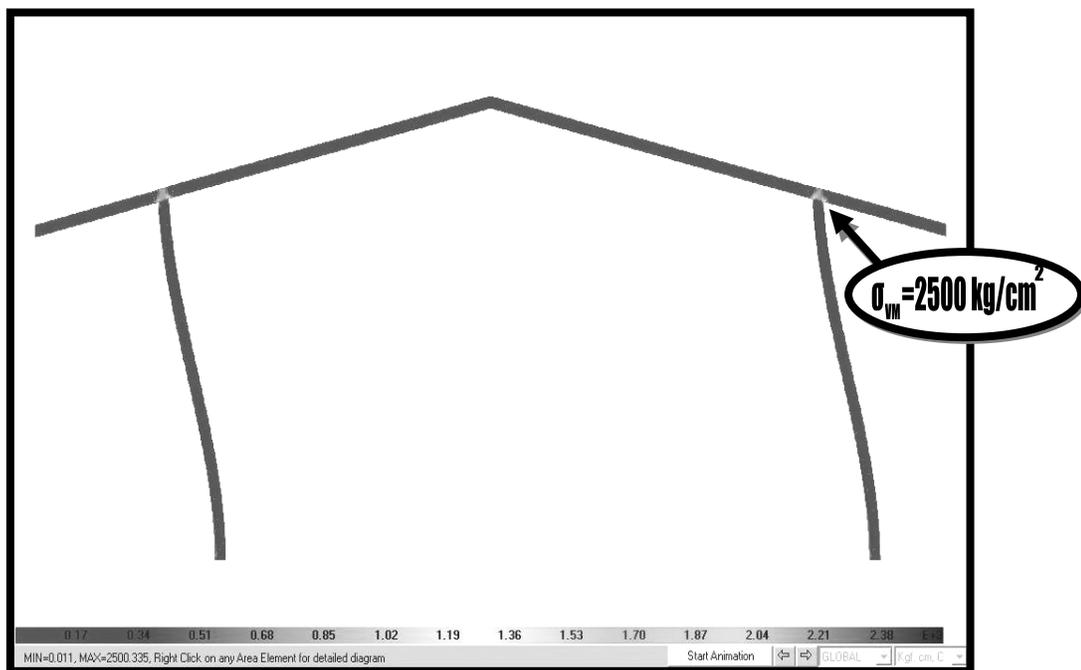


Figura H.10. Deformación del pórtico al aplicar un distribución de carga lateral, proporcional al modo que caracteriza la respuesta en la dirección longitudinal del mismo; justo para el instante en que se alcanza la primera cedencia por el criterio de Von Mises.

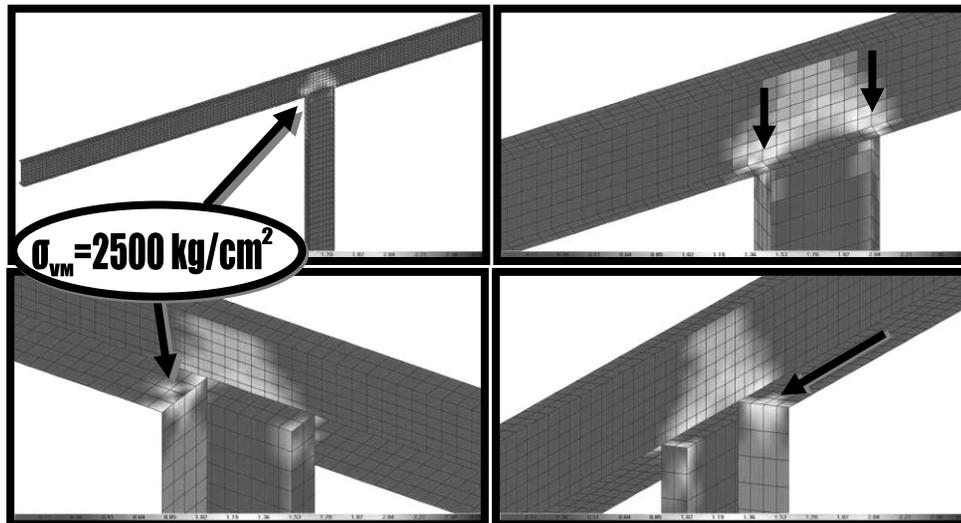


Figura H.11. La primera cedencia por el criterio de Von Mises ocurre por tracción del material base del ala de la viga de carga, justo en la unión con el ala de la columna; además de evidenciarse esfuerzos concentrados del alma de la viga de carga en dicha zona.

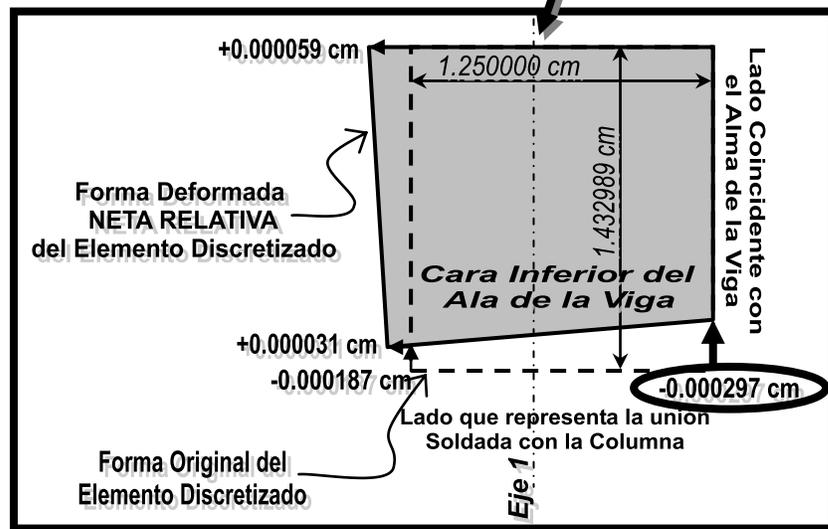
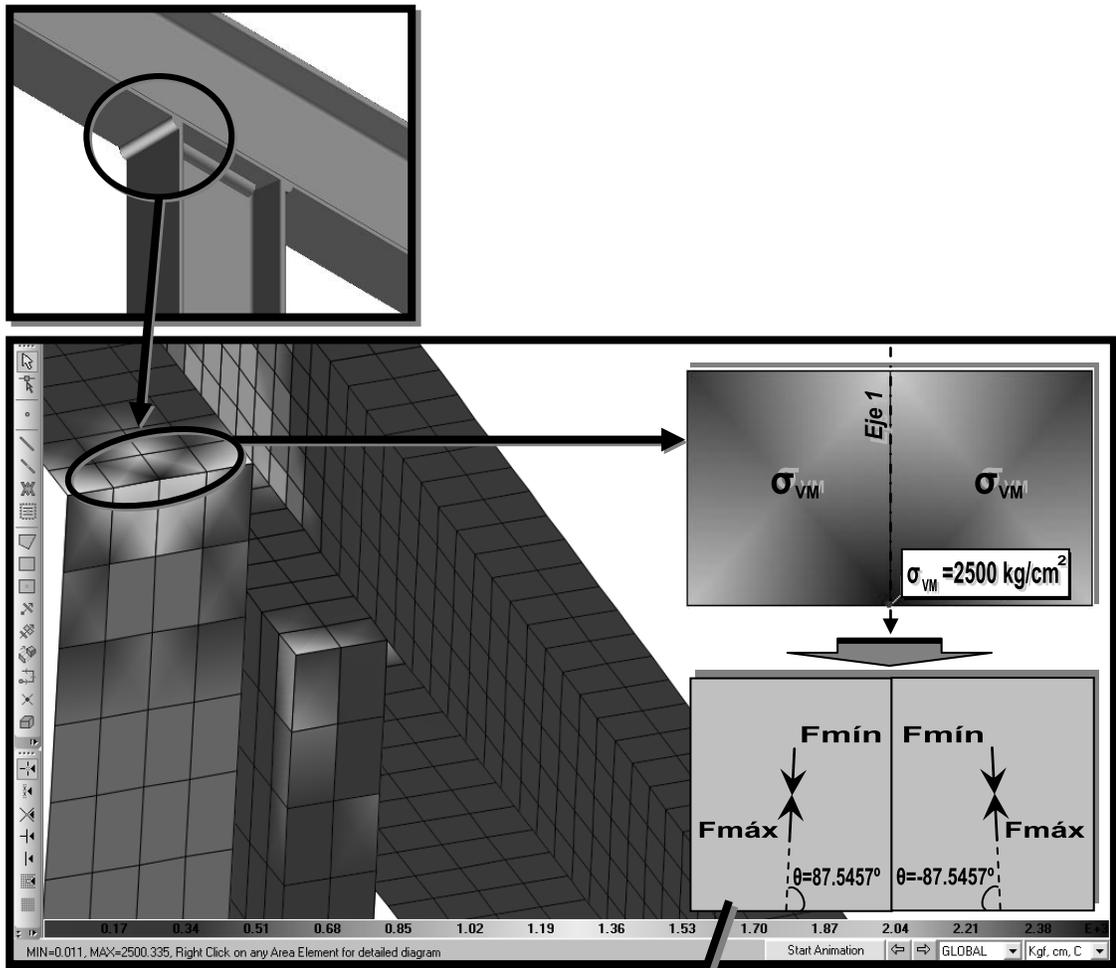


Figura H.12. Deformación Relativa del elemento discretizado en donde se presenta la primera cedencia por el criterio de Von Mises.

Tabla H.1

Verificación Adicional de Falla Frágil por Rotura de la Soldadura. Verificación de que no se haya alcanzado la Capacidad de Deformación Última Teórica del elemento de Soldadura de Filete, justo en el instante en que se presenta la Cedencia por el Criterio de Von Misses (Primera Cedencia); específicamente en el elemento discretizado que se muestra en la Figura H.12.

Factor de Conocimiento, $K= 0.75$	
D (por norma)	5 mm
θ	87.5457°
CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN ÚLTIMA TEÓRICA DEL ELEMENTO, $\Delta_u= 0.021335$ cm	
DEMANDA MÁXIMA DE DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO EN EL ESTADO DE CEDENCIA POR EL CRITERIO DE VON MISES:	0.000297 cm < $\Delta_u=0.021335$ cm ✓

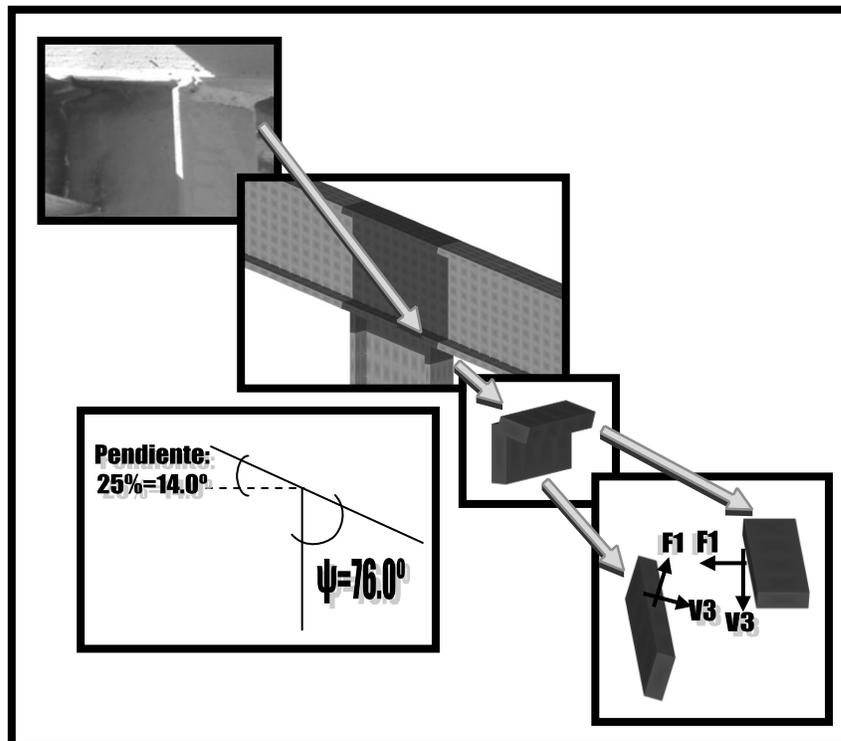


Figura H.13. Detalle de la conexión soldada a filete que entra en cedencia.

Tabla H.2

Resistencia teórica de la soldadura de filete para la conexión columna-viga del pórtico analizado.

Factor de Conocimiento, $K= 0.75$		
CONDICIONADA POR: Cortante en el área efectiva del <u>Material Base</u> por Cedencia por Tracción o Compresión paralelas al eje de la soldadura	Perfil de vigas y columnas:	IPN-100
	b_f	5.0 cm
	t_f	0.68 cm
	$A_{BM}=A=A_n=At=Av=Anv=Ant$	3.5 cm ²
	F_y	2500 Kgf/cm ²
	F_u	3700 Kgf/cm ²
	R_t	6583 Kgf
CONDICIONADA POR: Cortante en el área efectiva de la <u>Soldadura</u> . <i>Se adopta el electrodo COVENIN E41413, en lugar del E47013 indicado en el Manual de Reforzamiento de FEDE; por la inexistencia de éste último en catálogos comerciales y normas previas y actuales; además de la alta probabilidad de empleo del primero en lugar del E48214 de mayor resistencia.</i>	ψ	76.0 °
	f.e.w.	0.86
	D (por norma)	5 mm
	w	0.49 cm
	t	0.34 cm
	L	5.0 cm
	A_w	1.7 cm ²
	$F_{EXX(E41413)}$	4222 Kgf/cm ²
		R_t
RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN, $R_t = 3220$ Kgf		

Verificación de la demanda de resistencia de las soldaduras (F1 y V3):

Considerando que actúa sobre el pórtico la misma carga lateral, para la cual se encontró la primera cedencia por medio del criterio de "Von Mises".

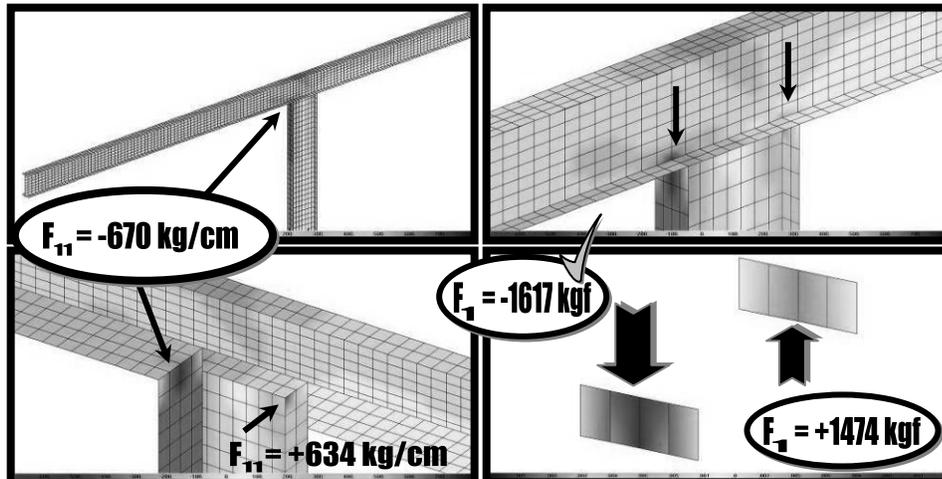


Figura H.14. Fuerza axial máxima por unidad de longitud y concentrada, F_{11} y F_1 , al momento de ocurrir la primera cedencia por el criterio de "Von Mises"; ubicada justo en las alas de la columna; además de evidenciarse esfuerzos concentrados del alma de la viga de carga en dicha zona.

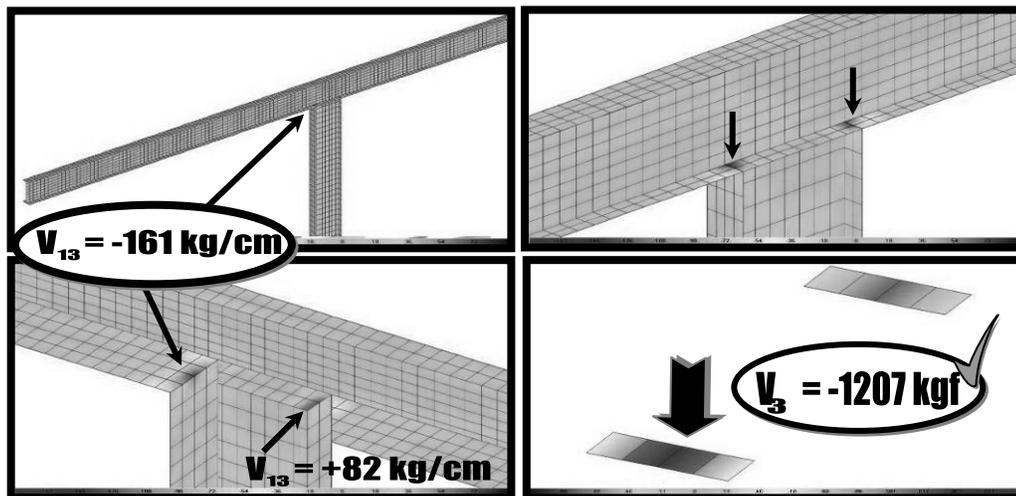


Figura H.15. Fuerza de corte máxima por unidad de longitud y concentrada, V_{13} y V_3 , al momento de ocurrir la primera cedencia por el criterio de "Von Mises", ubicada justo en el área indicada del ala inferior de la viga de carga; además de evidenciarse esfuerzos concentrados del ala de la viga de carga en dicha zona.

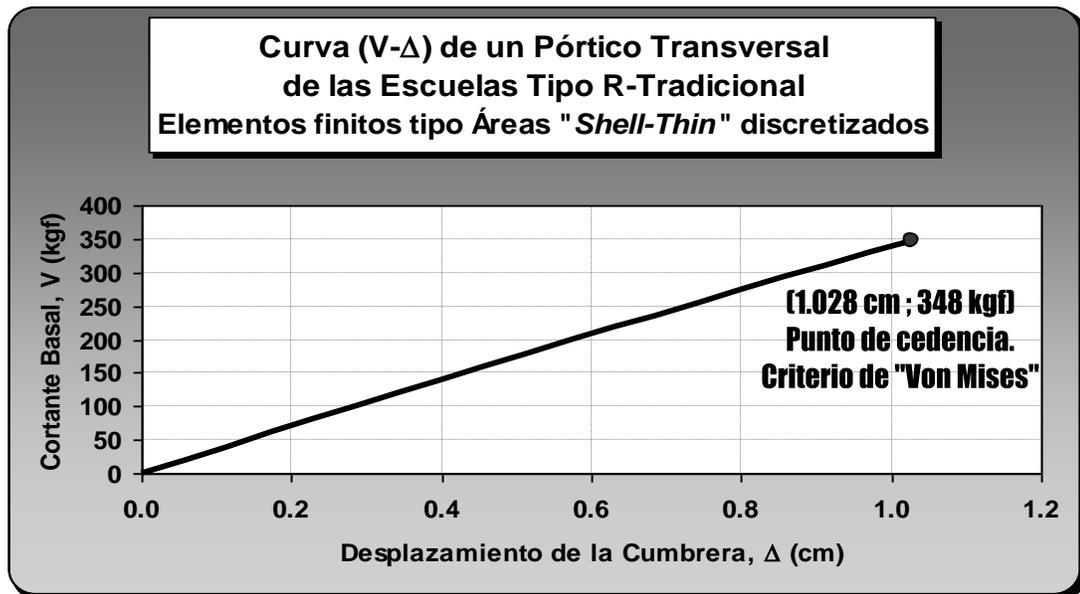


Figura H.16. Cortante Basal y Desplazamiento de la Cumbre hasta alcanzarse el Punto de Cedencia (primera cedencia según el Criterio de "Von Mises").

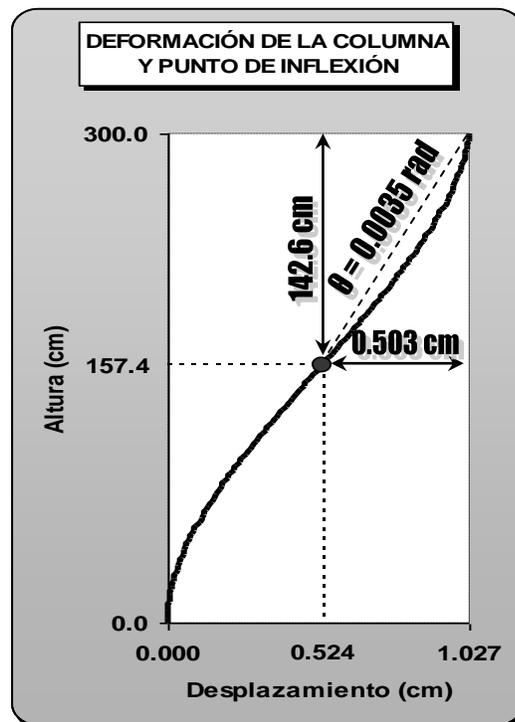


Figura H.17. Deformación y punto de inflexión de la columna hasta alcanzar el Punto de Cedencia (Von Mises).

Tabla H.3

Valores obtenidos para la clasificación de la conexión en el tope de las columnas, incluyendo la capacidad rotación cedente de la conexión (θ_Y).

h	300.0 cm	
L_(inflexión)	142.6 cm	
$\Delta_Y = \Delta_{(inflexión)}$	0.5030 cm	
$\theta_Y = \theta_{(inflexión)}$	0.00353rad	
Φ_i	0.25212rad	
Φ_f	0.25105rad	
$\Phi_f - \Phi_i$	0.00107rad	
β_i	0.00000rad	
β_f	0.00110rad	
$(\Phi_f - \Phi_i) / (\beta_f - \beta_i)$	97.2%	
β'	0.00003rad	
$\Delta_{(\beta')}$	0.0044 cm	
$\Delta_{(\beta')} / \Delta_{(inflexión)}$	0.87%	TR

H.3. Un estudio sobre conexiones de momento al alma de columnas (eje débil).

A continuación se muestran algunas imágenes ajustadas sobre el estudio llevado a cabo por Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. (1980), así como también algunos datos y resultados de dicho estudio. Esto con la finalidad de poder establecer, de alguna manera mediante simple estimación lineal, expresiones que permitan estimar la capacidad de las conexiones a momento de viga unidas al alma de las columnas (se evidencian conexiones de este tipo en las Escuelas Tipo R), buscando así aproximarse un poco a lo que pudiera esperarse que ocurra en la realidad.

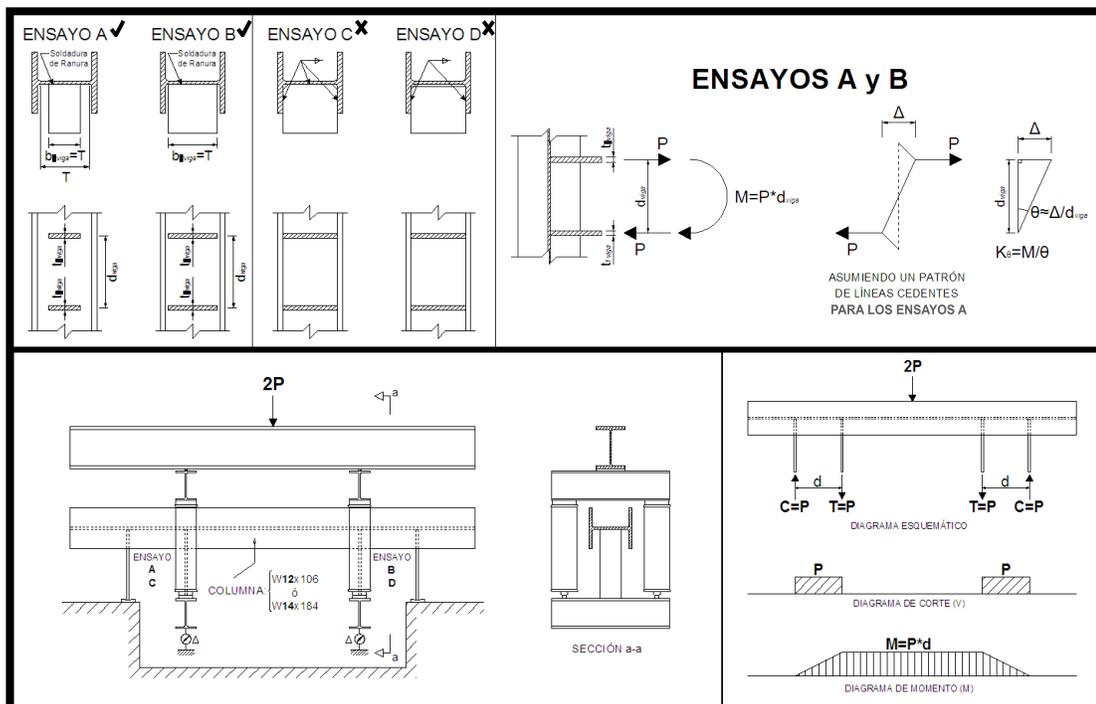


Figura H.18. Resumen del esquema del estudio titulado *Pruebas de Detalles de Conexión Viga al Alma de Columna*, llevado a cabo por Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. (1980).

Nota. El valor de $2P$ representa la carga aplicada al sistema por una máquina. Las conexiones tipo A y B se ensayan simultáneamente, una vez para el perfil de columna W12x106 y otra para W14x184 (ensayos 12A y 12B simultáneos, ensayos 14A y 14B simultáneos, respectivamente); y lo propio para las conexiones tipo C y D.

Nota. No es de interés para el presente Trabajo los resultados de dicho estudio para las conexiones C y D, puesto que no se corresponden a la tipología de conexiones identificadas como representativas de las Escuelas Tipo R.

Tabla H.4

Propiedades geométricas y materiales de los perfiles para las columnas, incluyendo la carga esperada (P_p) sobre cada plancha del ensayo de modo que se alcance el momento plástico (M_p) equivalente al par de fuerzas.

ENSAYO	COLUMNA (acero A572 Grado 50)						
	Perfil	F_y	T	I_y	Z_y	$M_{pY}=Z_y \cdot F_y$	$P_p=M_p/d_{viga}$
		Kgf/cm^2	cm	cm^4	cm^3	$Kgf \cdot cm$	Kgf
12A 12B	W12x106	3,516	24.20	12,471.16	1,222.68	4,298,333	120,870
14A 14B	W14x184	3,516	28.58	36,737.96	2,805.37	9,862,279	161,775

Tabla H.5

Propiedades geométricas de las planchas (equivalentes a las alas de una viga), incluyendo la relación entre el ancho de las planchas ($b_{f viga}$) y el espacio disponible entre los filetes del alma de la columna (T).

ENSAYO	PLANCHAS (acero A572 Grado 50)				$b_{f viga}/T$
	d_{viga}	$b_{f viga}$	$t_{f viga}$	$I_{X viga}$	
	cm	cm	cm	cm^4	
12A	35.56	17.78	2.54	28,602	73%
12B	35.56	24.13	2.54	38,817	100%
14A	60.96	15.88	3.18	93,737	56%
14B	60.96	28.58	2.54	134,937	100%

Tabla H.6

Resultados del estudio titulado *Pruebas de Detalles de Conexión Viga al Alma de Columna*, y que fue llevado a cabo por Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. (1980).

ENSAYO	Al inicio de la falla				Al ocurrir la falla			
	P_y	$M_y=P_y*d_{viga}$	Δ_y	$\theta_y \approx \Delta_y/d_{viga}$	P_u	$M_u=P_u*d_{viga}$		
	Kgf	Kgf-cm	cm	rad	Kgf	Kgf-cm		
12A	56,864	2,022,069	0.61	0.0171607	66,415	17%Py	2,361,723	45%Mp
12B	74,132	2,636,141	0.75	0.0211465	75,968	2%Py	2,701,423	37%Mp
14A	79,378	4,838,898	1.83	0.0300000	93,893	18%Py	5,723,725	42%Mp
14B	113,398	6,912,712	1.61	0.0263889	114,305	1%Py	6,968,013	29%Mp

Tabla H.7

Estimación de la Rigidez Angular Elástica (K_θ) para las conexiones, en función del parámetro escogido $(b_f viga/T)*I_Y$.

ENSAYO	$(b_f viga/T)*I_Y$	$K_\theta=M_y/\theta_y$	<i>Estimación Lineal</i>	<i>Estimado Teórico</i>
	cm ⁴	Kgf-cm/rad	$K_\theta=5366*[(b_f viga/T)*I_Y columna]+60797297$	
			Kgf-cm/rad	
12A	9,163	117,831,023	109,964,312	93.32%
12B	12,435	124,661,022	127,523,960	102.30%
14A	20,410	161,296,604	170,317,233	105.59%
14B	36,738	261,955,387	257,933,181	98.46%

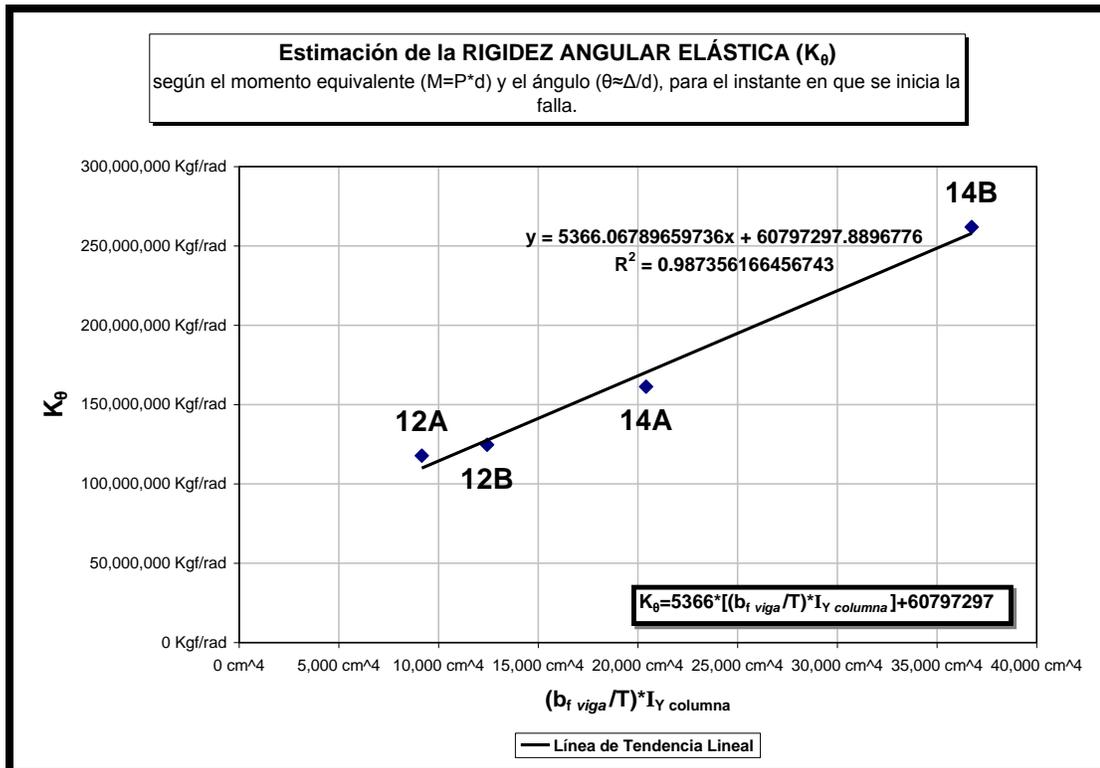


Figura H.19. Estimación de la Rigidez Angular Elástica (K_θ) para las conexiones, en función del parámetro escogido $(b_f \text{ viga} / T) * I_Y \text{ columna}$.

Tabla H.8

Estimación del Momento Último (M_u) para las conexiones, en función del parámetro escogido $(I_x \text{ viga} / I_Y \text{ columna})$.

ENSAYO	$I_x \text{ viga} / I_Y \text{ columna}$	P_u / P_p	<i>Estimación Lineal⁽¹⁾</i>	<i>Estimado Teórico</i>
	<i>adim</i>	<i>adim</i>	$P_u / P_p = 0.11082 * (I_x \text{ viga} / I_Y \text{ columna}) + 0.29404$	
12 ^a	2.29	0.549477549	0.54820065	99.77%
14 ^a	2.55	0.580393488	0.576796785	99.38%
12B	3.11	0.628511991	0.638972311	101.66%
14B	3.67	0.706565985	0.701077349	99.22%

⁽¹⁾ Tomando en cuenta que $M=P*d_{viga}$, se tiene que: $M_u = [0.11082 * (I_x \text{ viga} / I_Y \text{ columna}) + 0.29404] * M_p$

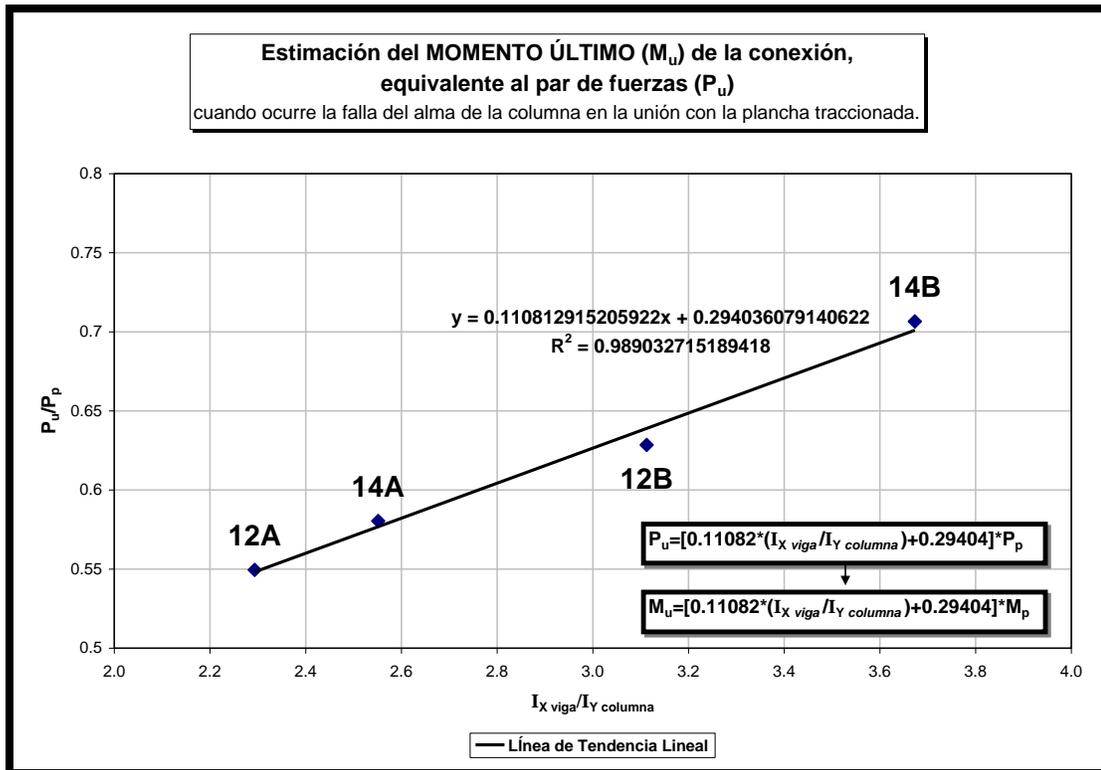


Figura H.20. Estimación del Momento Último (M_u) para las conexiones, en función del parámetro escogido ($I_{X \text{ viga}} / I_{Y \text{ columna}}$).

H.4. Estimación de la capacidad de las conexiones de momento al alma de columnas (eje débil), en las Escuelas Tipo R Tradicional y Tradicional Reforzada.

Tabla H.9

Estimación del Momento Último (M_u) y la Rigidez Angular Elástica (K_θ) de las conexiones de momento al alma de columnas (eje débil), en las Escuelas Tipo R Tradicional.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL						
Columna	Sección	F_y	I_y	$h=T$	Z_y	$M_p=Z_y \cdot F_y$
	IPN-100 (acero PS-25)	2,500 Kgf/cm ²	170 cm ⁴	7.5 cm	8.19 cm ³	20,475 Kgf-cm
Viga	Sección	F_y	d viga	b_f viga	t_f viga	I_x viga
	IPN-100 (acero PS-25)	2,500 Kgf/cm ²	10 cm	5 cm	0.68 cm	170.00 cm ⁴
Conexión	$I_x \text{ viga} / I_y \text{ columna}$	$M_u^{(1)}$	$b_f \text{ viga} / h$		$K_\theta^{(2)(3)}$	
	1.00	8,289 Kgf-cm	40%Mp	67%	61,000,000 Kgf/rad	

⁽¹⁾ $M_u = [0.11082 \cdot (I_x \text{ viga} / I_y \text{ columna}) + 0.29404] \cdot M_p$

⁽²⁾ $K_\theta = 5366 \cdot [(b_f \text{ viga} / h) \cdot I_y \text{ columna}] + 60797297$

⁽³⁾ Redondeado por defecto a unidades de millón (10^6).

Tabla H.10

Estimación del Momento Último (M_u) y la Rigidez Angular Elástica (K_θ) de las conexiones de momento al alma de columnas (eje débil), en las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA						
Columna	Sección	F_y	I_y	$h=T$	Z_y	$M_p=Z_y \cdot F_y$
	IPN-140 (acero PS-25)	2,500 Kgf/cm ²	572 cm ⁴	10.9 cm	18.00 cm ³	45,000 Kgf-cm
Viga	Sección	F_y	d viga	b_f viga	t_f viga	I_x viga
	IPN-100 (acero PS-25)	2,500 Kgf/cm ²	10 cm	5 cm	0.68 cm	170.00 cm ⁴
Conexión	$I_x \text{ viga} / I_y \text{ columna}$	$M_u^{(1)}$	$b_f \text{ viga} / h$		$K_\theta^{(2)(3)}$	
	0.30	14,714 Kgf-cm	33%Mp	46%	62,000,000 Kgf/rad	

⁽¹⁾ $M_u = [0.11082 \cdot (I_x \text{ viga} / I_y \text{ columna}) + 0.29404] \cdot M_p$

⁽²⁾ $K_\theta = 5366 \cdot [(b_f \text{ viga} / h) \cdot I_y \text{ columna}] + 60797297$

⁽³⁾ Redondeado por defecto a unidades de millón (10^6).

ANEXO I.

Resumen Esquemático de los Análisis y Desarrollo de los Análisis Estático No Lineal “*Pushover*”.

- I.1 Resumen Esquemático de Análisis de los modelos sin mampostería.
- I.2 Resumen Esquemático de Análisis de los modelos con mampostería.
- I.3 Asignación de los “Hinges” a los componentes de los Modelos.
- I.4 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) con y sin mampostería (Modelos 1.1, 1.2 y 1.3).
- I.5 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Plycem”) con y sin mampostería (Modelos 3.1, 3.2 y 3.3).
- I.6 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) con y sin mampostería (Modelos 2.1, 2.2 y 2.3).
- I.7 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) más una propuesta de refuerzo adicional mediante arriostramientos diagonales (Modelos 4).
- I.8 Derivas y Coeficiente de Estabilidad, y Factores de Reducción y Torsión Adicional a emplear en ADL, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente”.
- I.9 Valores de Ductilidad “ μ ”, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente”, y la incidencia sobre estos al considerar la mampostería.

Importante: cuando en este Anexo se hace referencia a la dirección X, se esta haciendo referencia a la dirección larga de las estructuras; y lo propio para la dirección Y.

I.1.2 Resumen Esquemático de Análisis del modelo de la propuesta de reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada ("Riplex"). (Modelo 4)

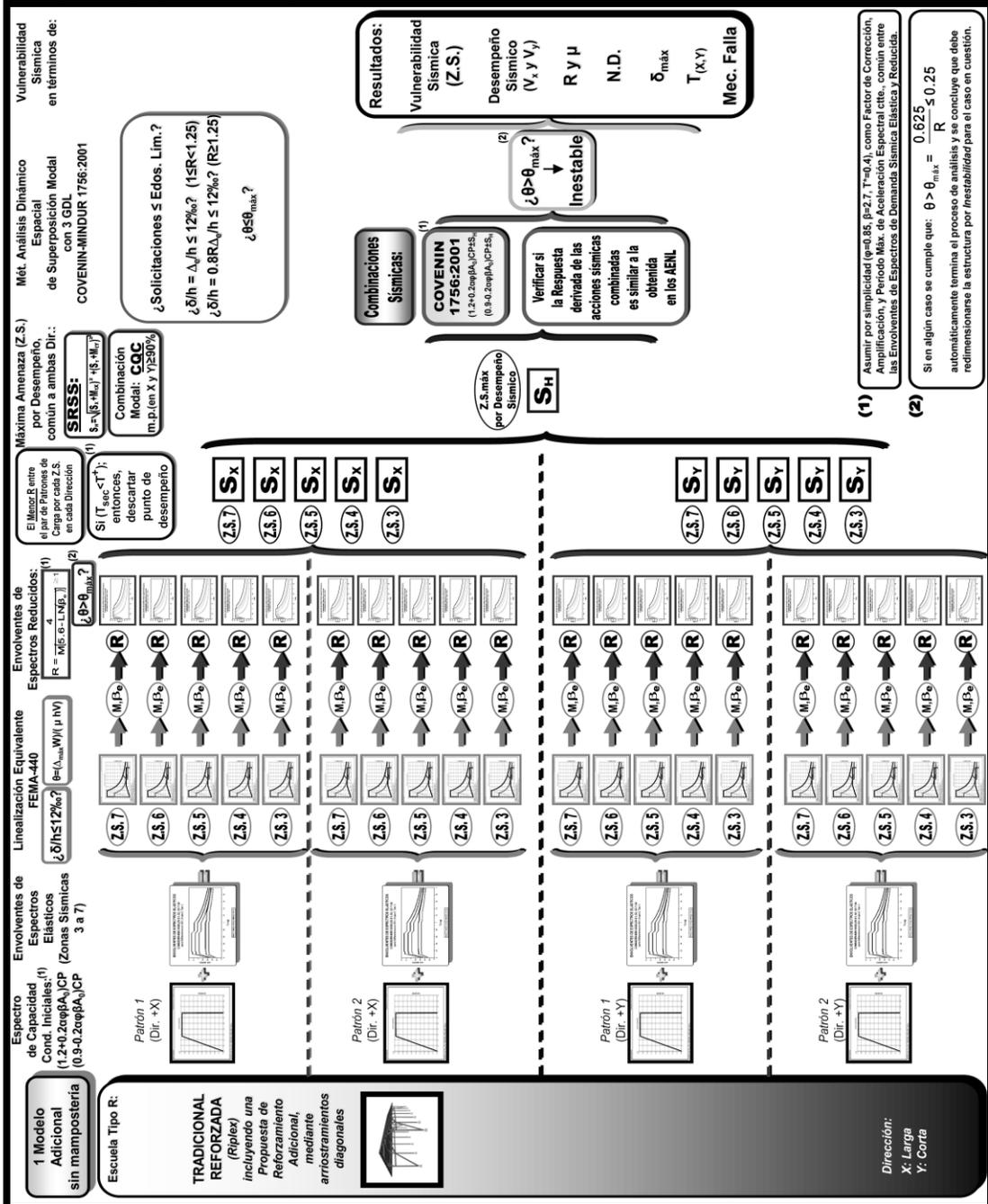


Figura I.1.2. Resumen Esquemático del Proceso de Análisis para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del modelo de reforzamiento adicional de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada ("Riplex"), sin mampostería.

I.2 Resumen Esquemático de Análisis de los modelos con mampostería.
(Modelos 1.2 y 1.3, 2.2 y 2.3, 3.2 y 3.3)

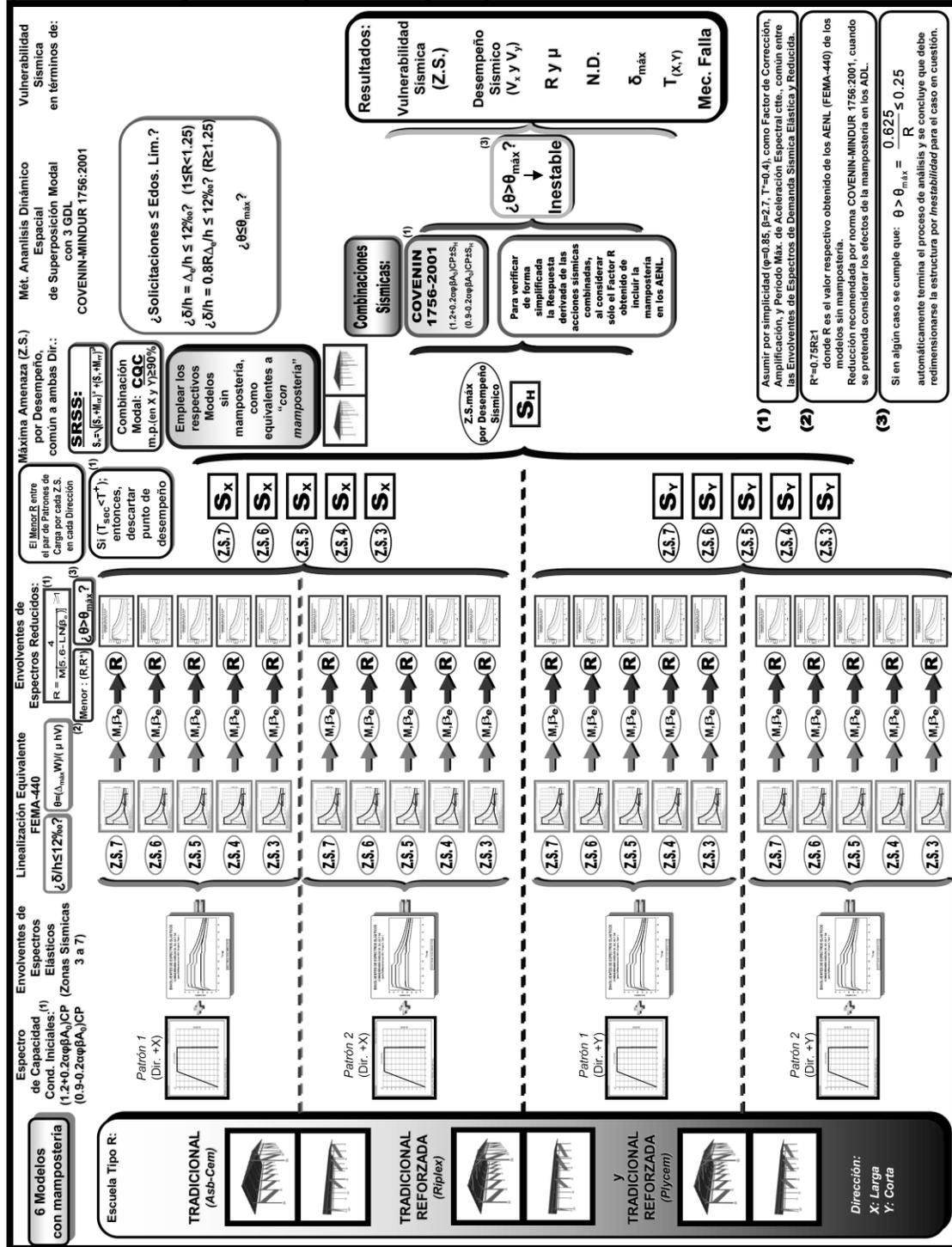


Figura I.2. Resumen Esquemático del Proceso de Análisis para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de los modelos con mampostería.

I.3 Asignación de los “*Hinges*” a los componentes de los Modelos.

Para aquellos componentes o conexiones que se consideren con capacidad dúctil se asignarán “Hinges” de tipo Auto, ya que el SAP2000 es capaz de asignar de forma automática los factores “a”, “b” y “c” apropiados de las curvas de comportamiento generalizado Carga-Deformación. (Ver Figura 103)

Modelo 1.1:

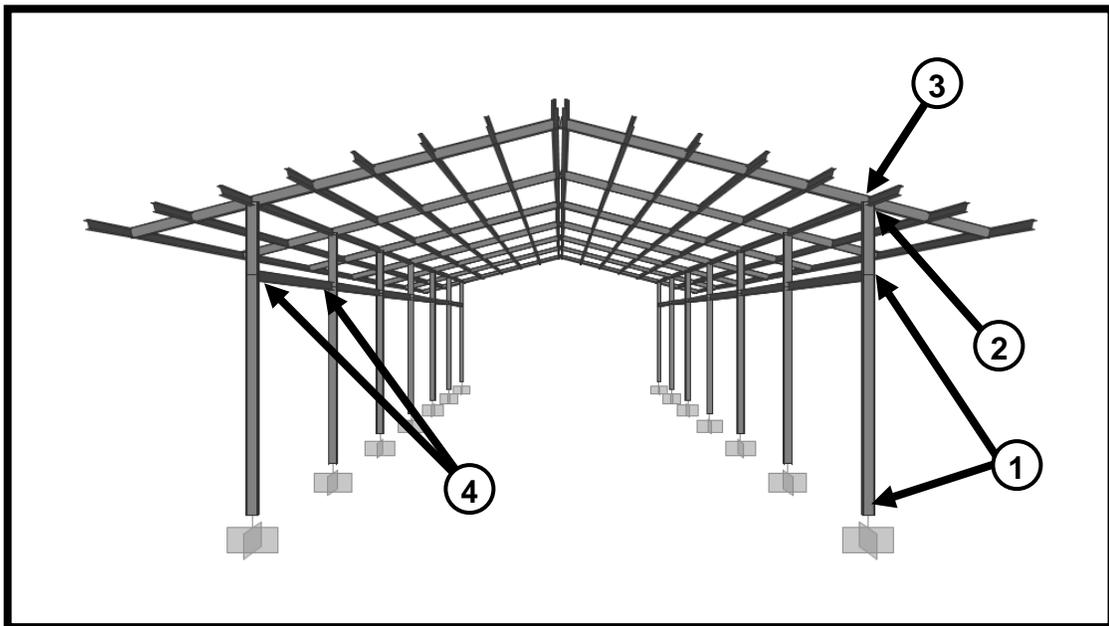


Figura I.3. “*Hinges*” asignados al Modelo 1.1

- (1) Sección de Columna. Deformación Controlada: Auto P-M2-M3
- (2) Conexión Col-Viga de Carga. Fuerza Controlada: (M3=13353 Kgf-cm)
- (3) Sección de Viga de Carga. Deformación Controlada: Auto M3
- (4) Conexiones de Viga de Amarre-Col. Fuerza Controlada: (M3=8289 Kgf-cm, K_{θ} =61000000 Kgf-cm/rad)

Modelo 1.2:

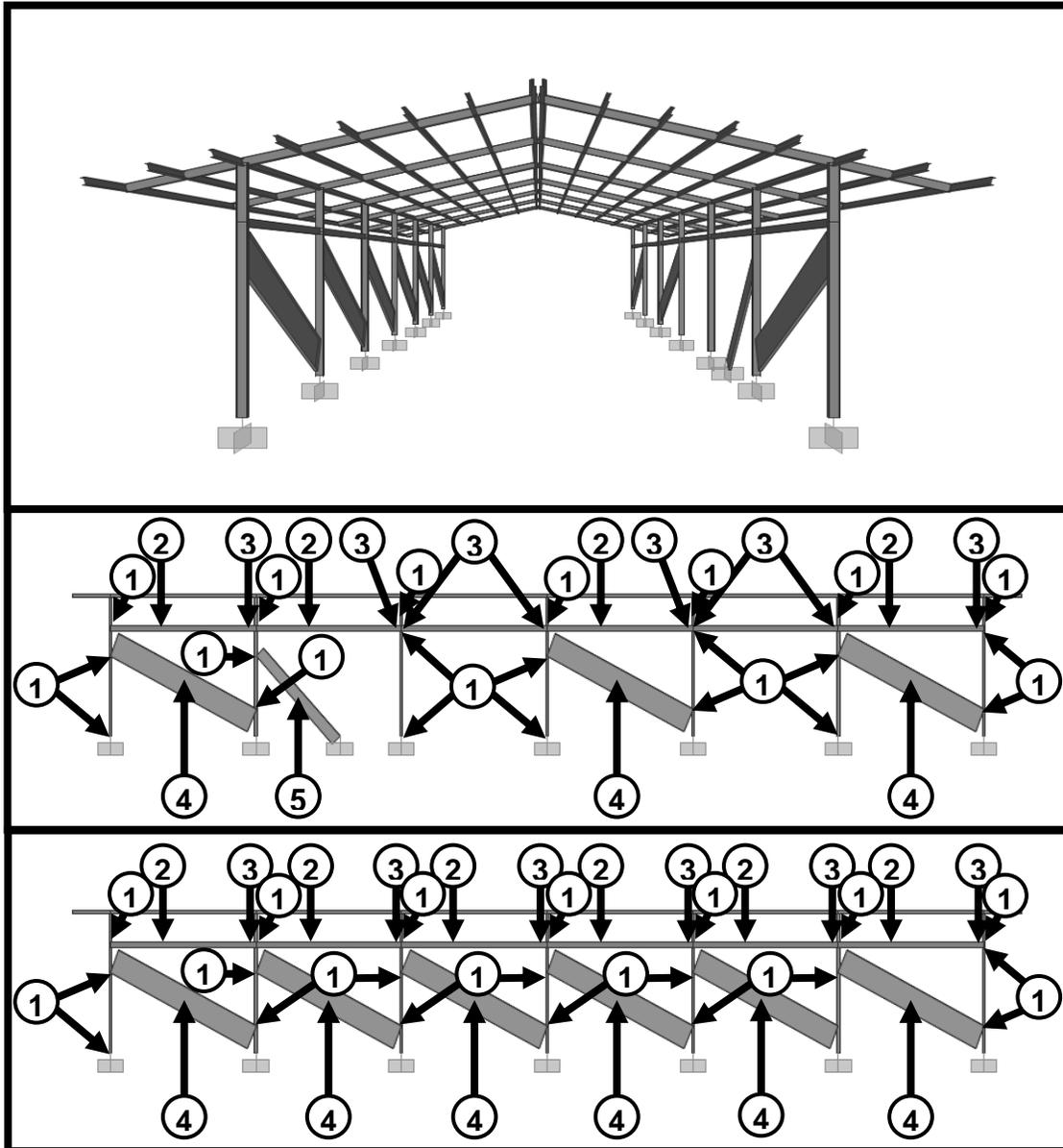


Figura I.4. "Hinges" asignados al Modelo 1.2

- (1) Sección de Columna. Deformación Controlada: Auto P-M2
- (2) Sección de Viga de Amarre. Deformación Controlada: Auto M3
- (3) Conexiones de Viga de Amarre-Col. Fuerza Controlada: ($M_3=8289 \text{ Kgf-cm}$, $K_\theta=61000000 \text{ Kgf-cm/rad}$)
- (4) Biela Equivalente. Fuerza Controlada: ($P=-3014 \text{ Kgf}$)
- (5) Biela Equivalente. Fuerza Controlada: ($P=-1308 \text{ Kgf}$)

Modelo 1.3:

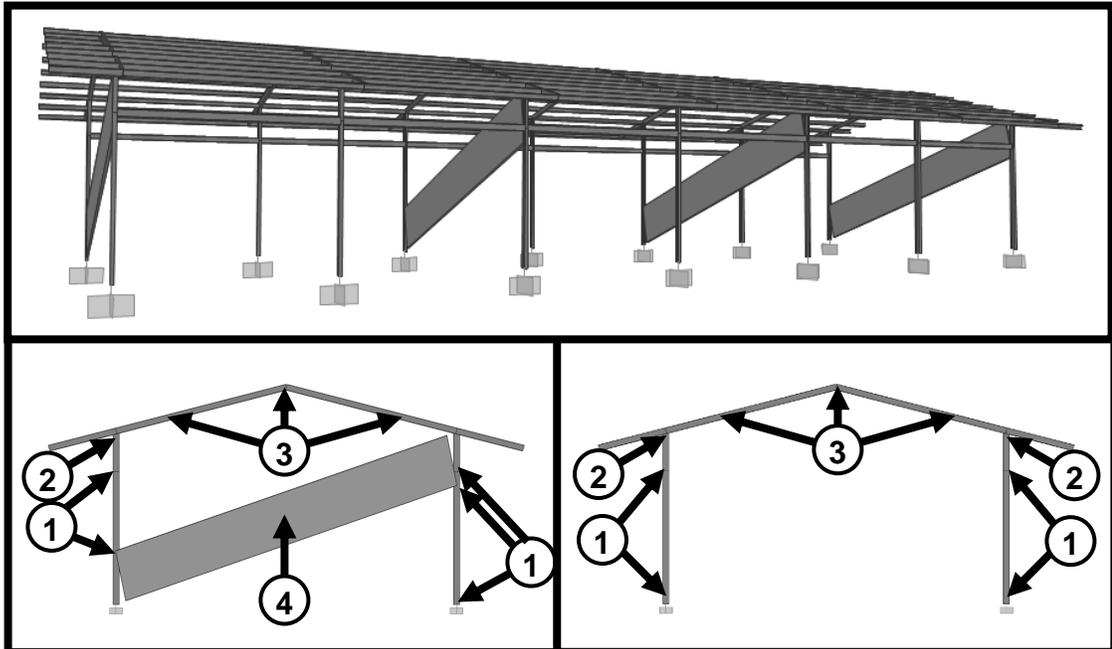


Figura I.5. "Hinges" asignados al Modelo 1.3

- (1) Sección de Columna. Deformación Controlada: Auto P-M3
- (2) Conexión Col-Viga de Carga. Fuerza Controlada: ($M_3=13353$ Kgf-cm)
- (3) Sección de Viga de Carga. Deformación Controlada: Auto M3
- (4) Biela Equivalente. Fuerza Controlada: ($P=-4407$ Kgf)

Modelo 2.1 y 3.1:

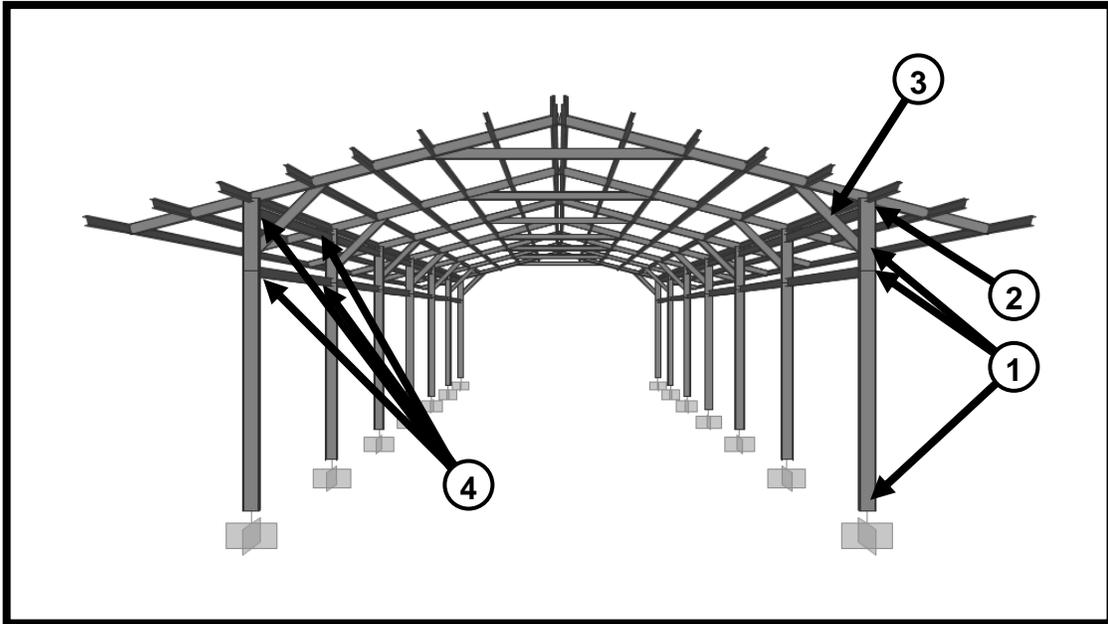


Figura I.6. "Hinges" asignados al Modelo 2.1 y 3.1

- (1) Sección de Columna. Deformación Controlada: Auto P-M2-M3
- (2) Conexión Col-Viga de Carga. Fuerza Controlada: ($M_3=25052$ Kgf-cm)
- (3) Sección de Cartela (arriost. axial). Deformación Controlada: Auto P
- (4) Conexiones de Viga de Amarre-Col. Fuerza Controlada: ($M_3=14714$ Kgf-cm, $K_\theta=62000000$ Kgf-cm/rad)

Modelo 2.2 y 3.2:

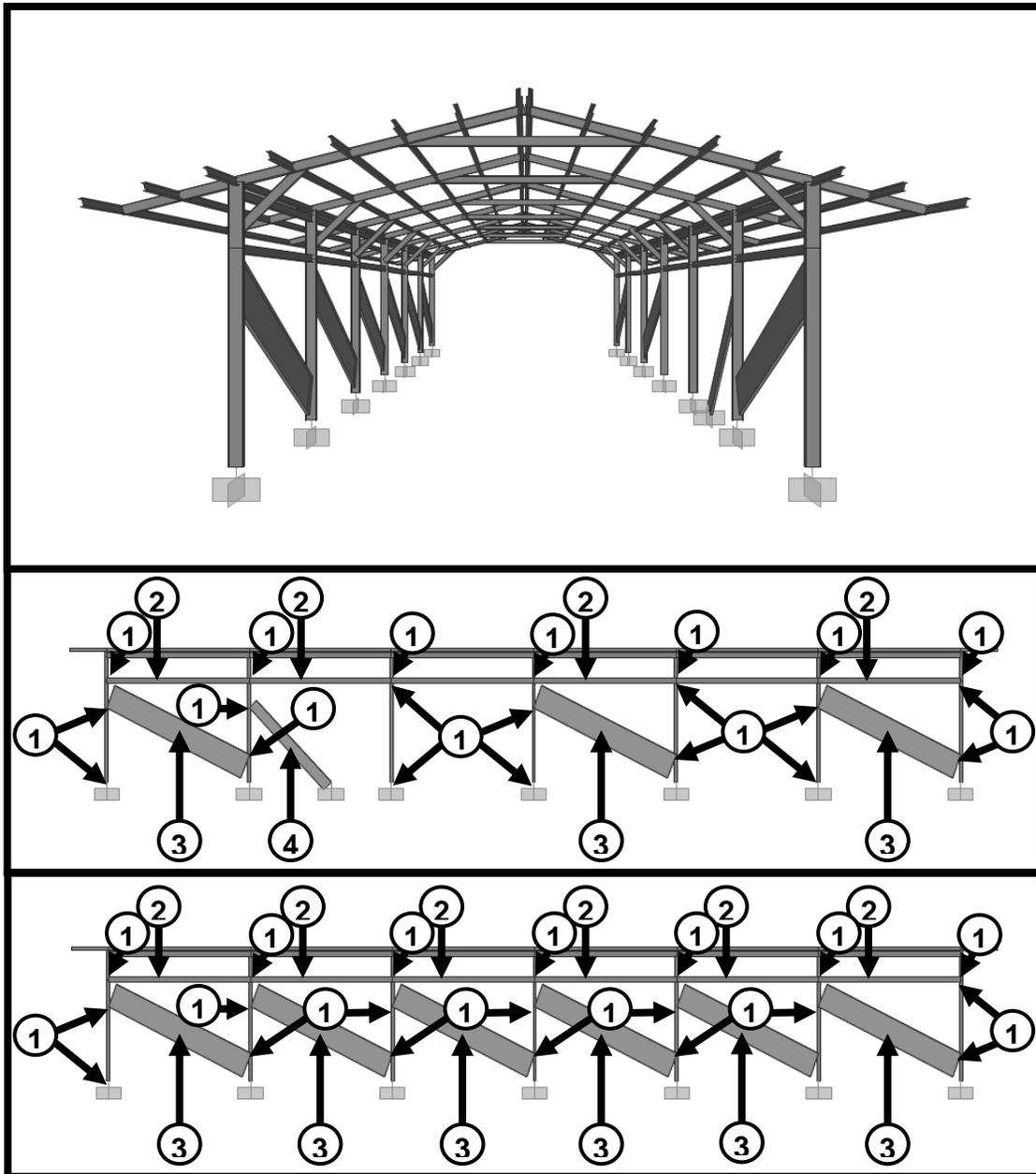


Figura I.7. “Hinges” asignados al Modelo 2.2 y 3.2

- (1) Sección de Columna. Deformación Controlada: Auto P-M2
- (2) Sección de Viga de Amarre. Deformación Controlada: Auto M3
- (3) Biela Equivalente. Fuerza Controlada: (P=-3236 Kgf)
- (4) Biela Equivalente. Fuerza Controlada: (P=-1396 Kgf)

Modelo 2.3 y 3.3:

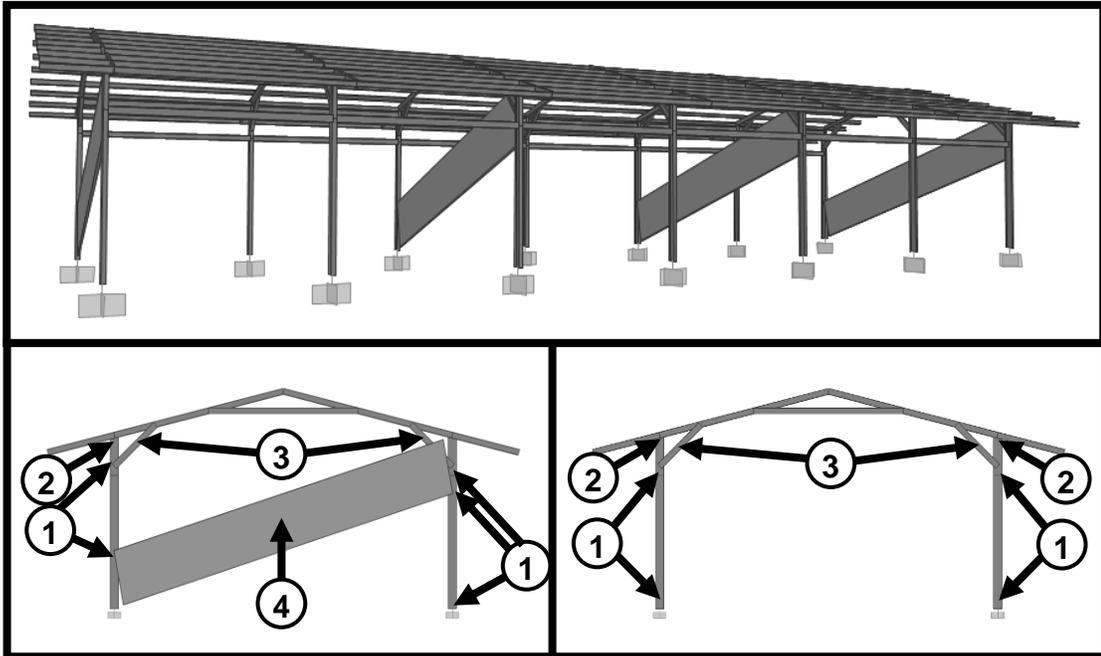


Figura 1.8. "Hinges" asignados al Modelo 2.3 y 3.3

- (1) Sección de Columna. Deformación Controlada: Auto P-M3
- (2) Conexión Col-Viga de Carga. Fuerza Controlada: ($M_3=250523$ Kgf-cm)
- (3) Sección de Cartela (arriost. axial). Deformación Controlada: Auto P
- (4) Biela Equivalente. Fuerza Controlada: ($P=-4387$ Kgf)

Modelo 4:

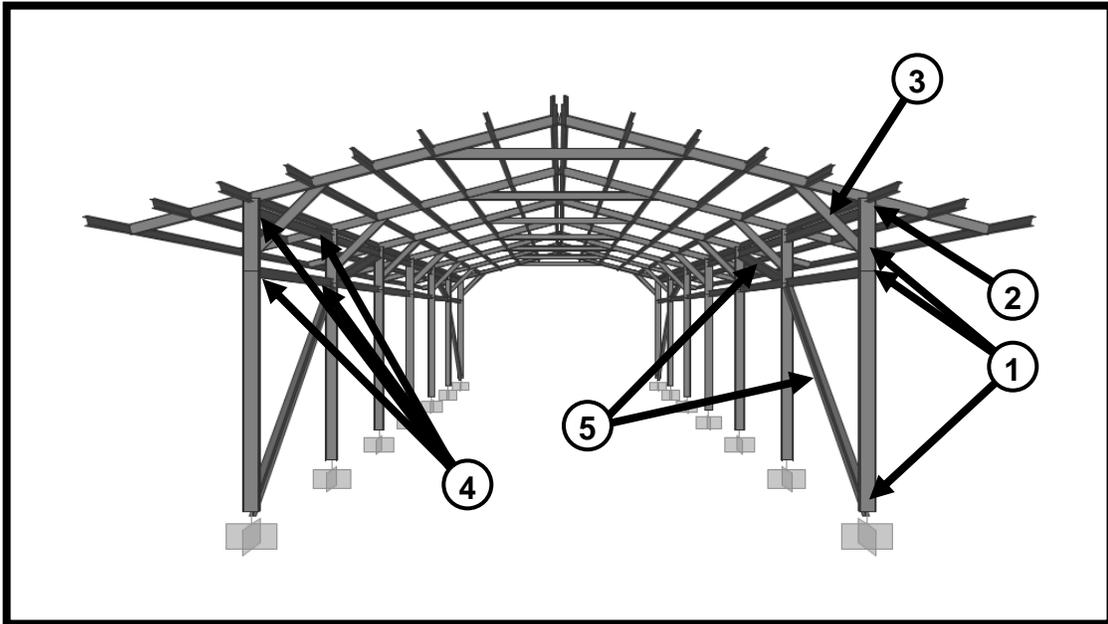


Figura I.9. “Hinges” asignados al Modelo 4

- (1) Sección de Columna. Deformación Controlada: Auto P-M2-M3
- (2) Conexión Col-Viga de Carga. Fuerza Controlada: ($M_3=25052$ Kgf-cm)
- (3) Sección de Cartela (arriost. axial). Deformación Controlada: Auto P
- (4) Conexiones de Viga de Amarre-Col. Fuerza Controlada: ($M_3=14714$ Kgf-cm, $K_\theta=62000000$ Kgf-cm/rad)
- (5) Sección de Arriost. Diagonales (Sup. e Inf.). Deformación Controlada: Auto P

I.4 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) con y sin mampostería (Modelos 1.1, 1.2 y 1.3).

Curvas de “Pushover” con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+X)

MODELO 1.1

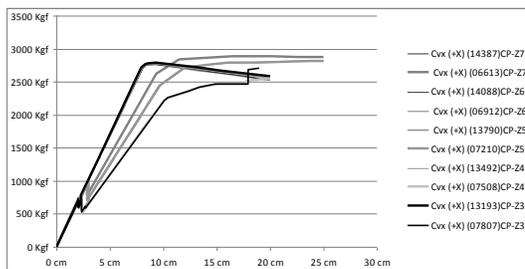


Figura I.10 “Pushover” sin mamp.

MODELO 1.2

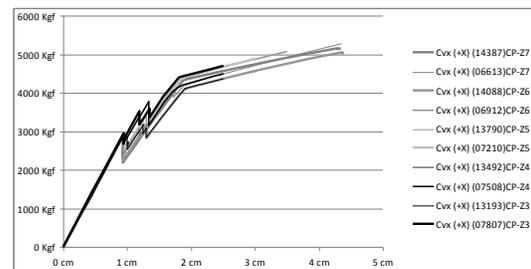


Figura I.11 “Pushover” con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+X)

MODELO 1.1

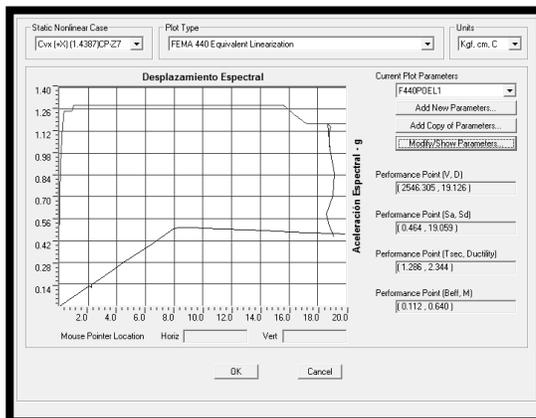


Figura I.12 (1.4387)CP+Sx_{Z7}

MODELO 1.2

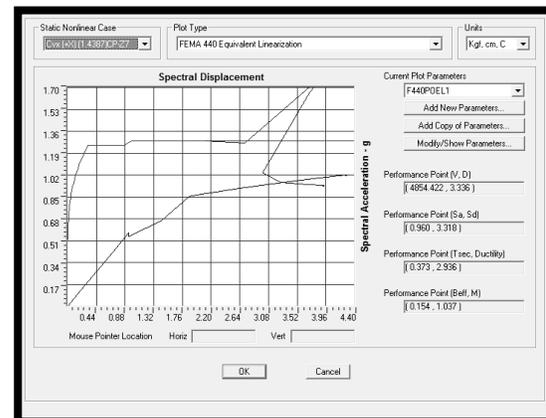


Figura I.13 (1.4387)CP+Sx_{Z7}

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

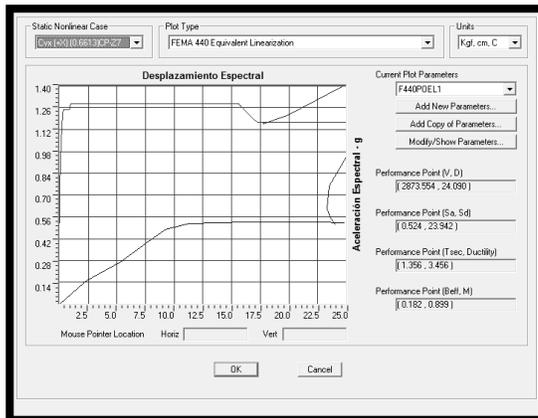


Figura I.14 (0.6613)CP+SxZ7

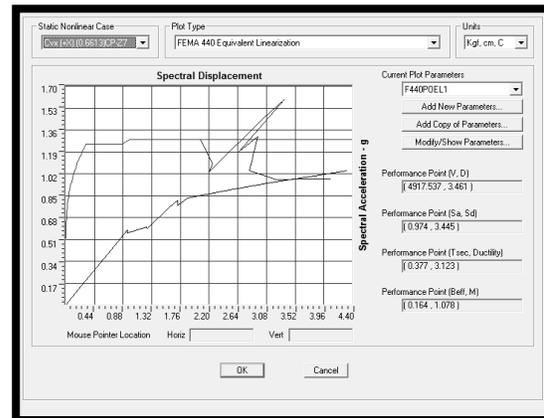


Figura I.15 (0.6613)CP+SxZ7

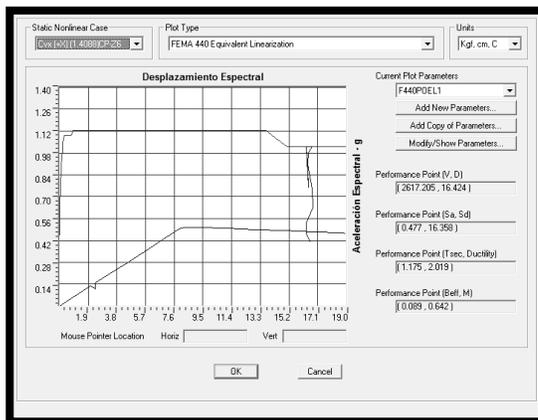


Figura I.16 (1.4088)CP+SxZ6

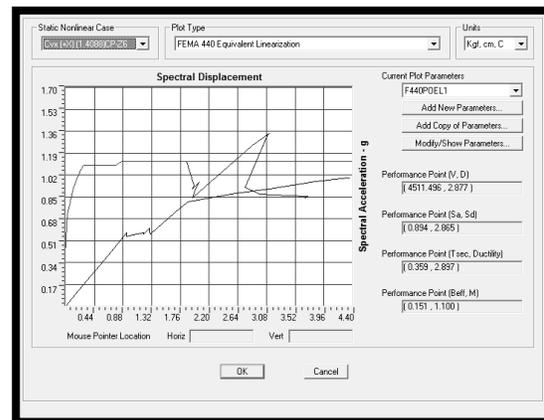


Figura I.17 (1.4088)CP+SxZ6

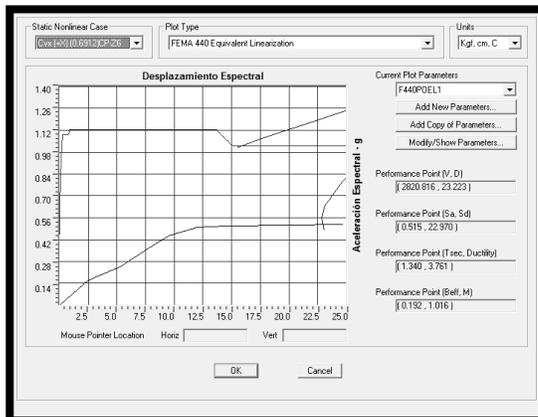


Figura I.18 (0.6912)CP+SxZ6

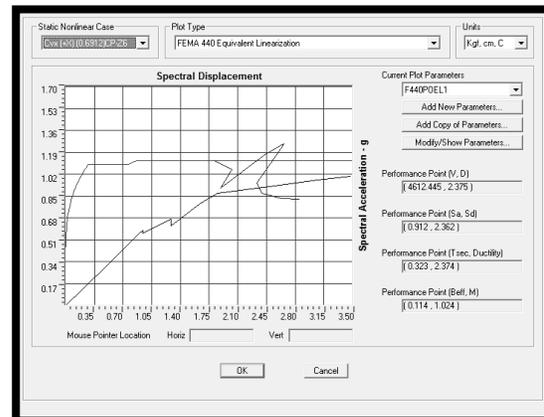


Figura I.19 (0.6912)CP+SxZ6

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

Anexo I

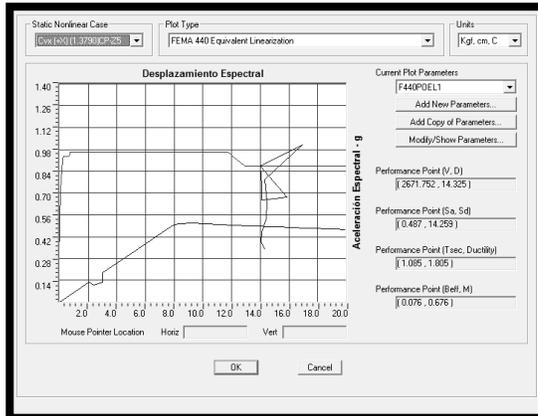


Figura I.20 (1.3790)CP+SxZ5

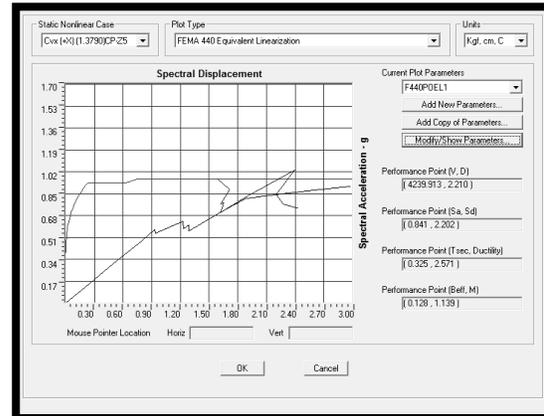


Figura I.21 (1.3790)CP+SxZ5

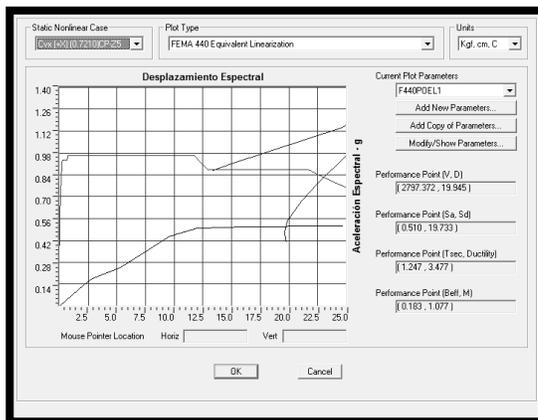


Figura I.22 (0.7210)CP+SxZ5

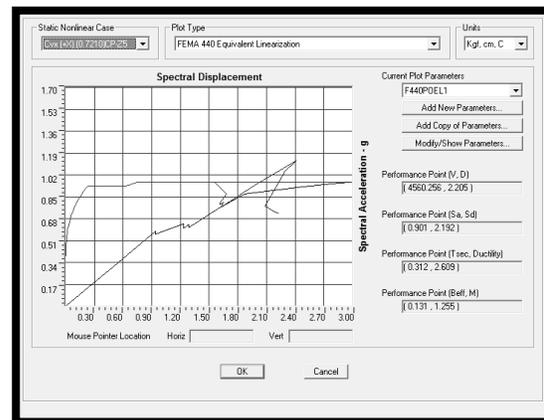


Figura I.23 (0.7210)CP+SxZ5

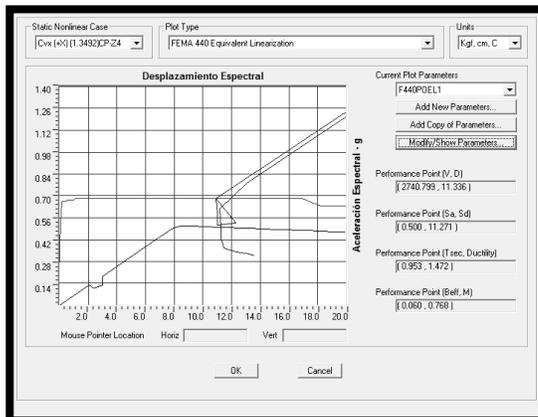


Figura I.24 (1.3492)CP+SxZ4

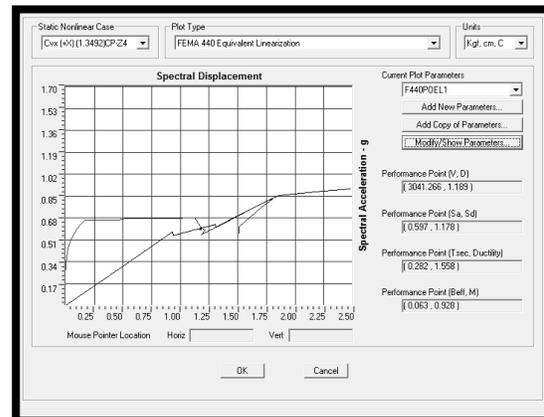


Figura I.25 (1.3492)CP+SxZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

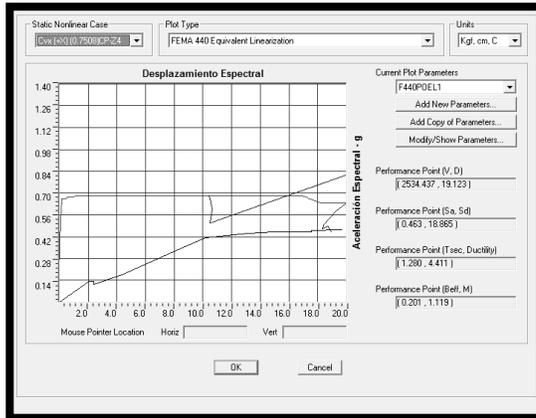


Figura I.26 (0.7508)CP+SxZ4

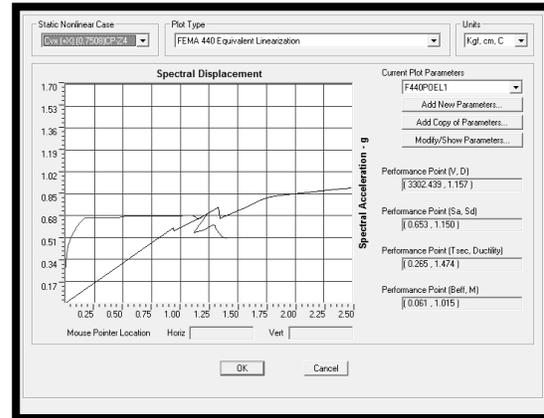


Figura I.27 (0.7508)CP+SxZ4

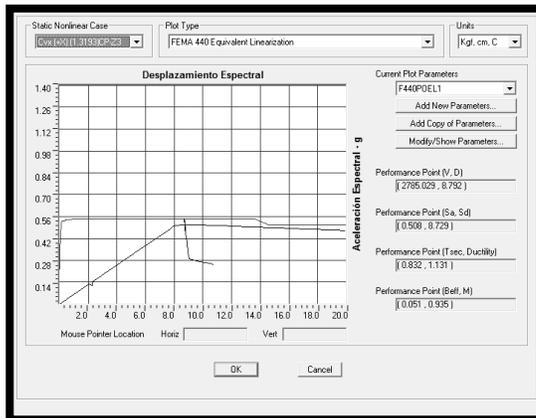


Figura I.28 (1.3193)CP+SxZ3

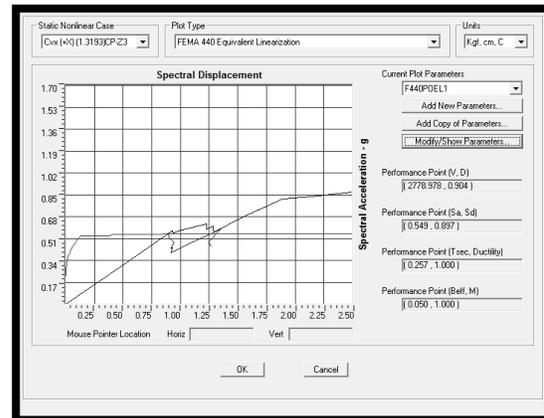


Figura I.29 (1.3193)CP+SxZ3

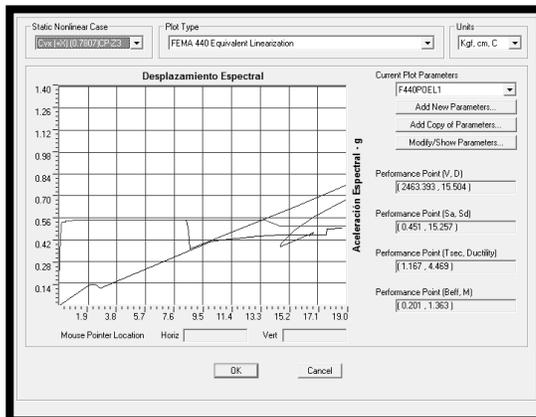


Figura I.30 (0.7807)CP+SxZ3

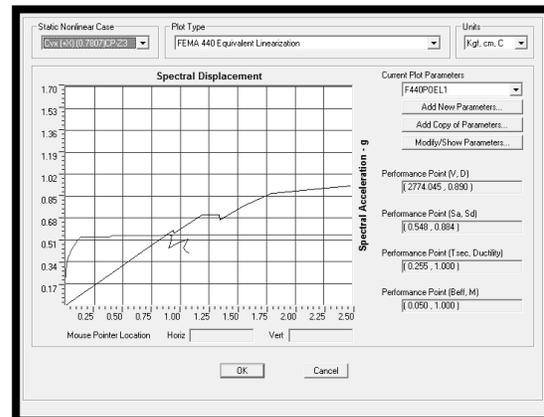


Figura I.31 (0.7807)CP+SxZ3

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+X)

MODELO 1.1

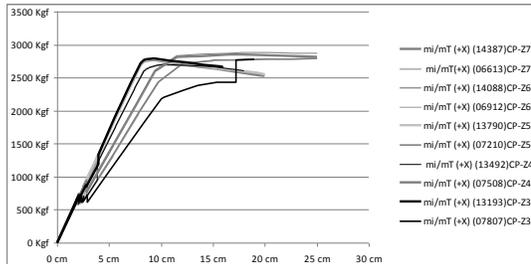


Figura I.32 "Pushover" sin mamp.

MODELO 1.2

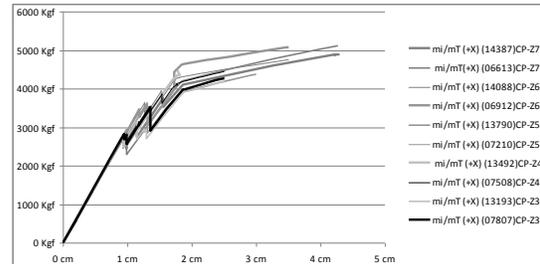


Figura I.33 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+X)

MODELO 1.1

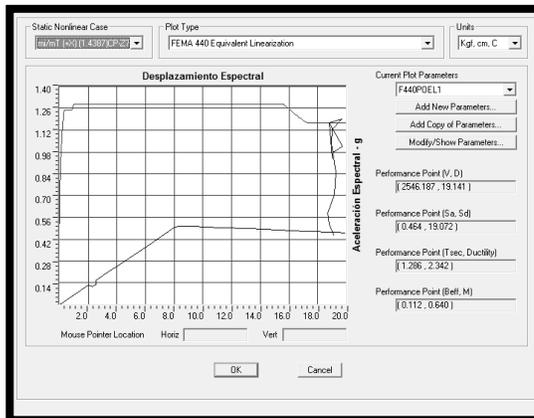


Figura I.34 (1.4387)CP+SxZ7

MODELO 1.2

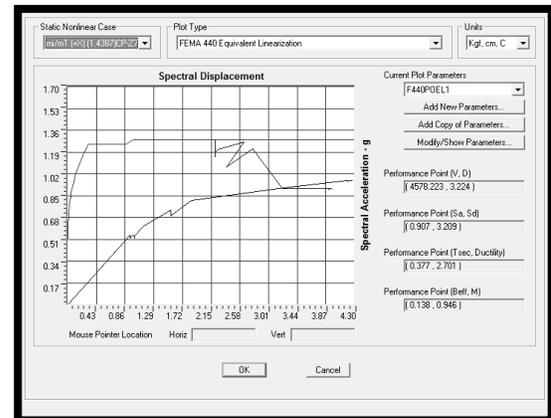


Figura I.35 (1.4387)CP+SxZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

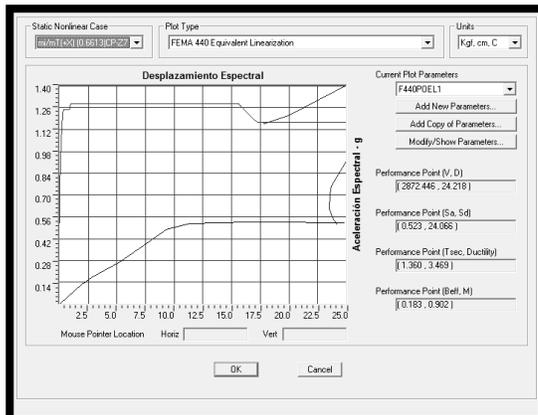


Figura I.36 (0.6613)CP+SxZ7

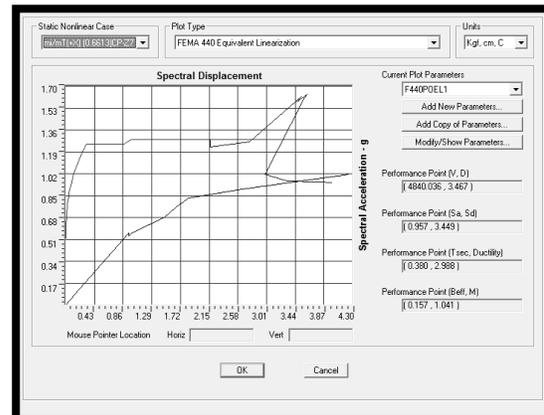


Figura I.37 (0.6613)CP+SxZ7

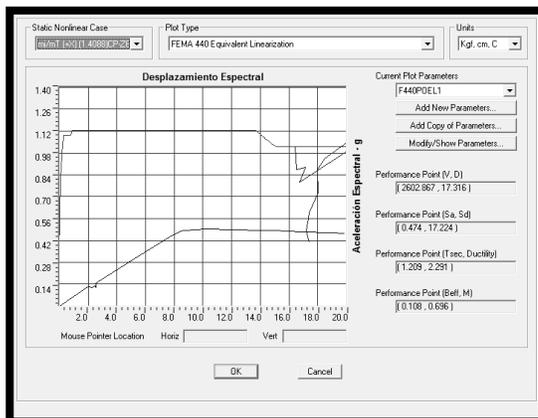


Figura I.38 (1.4088)CP+SxZ6

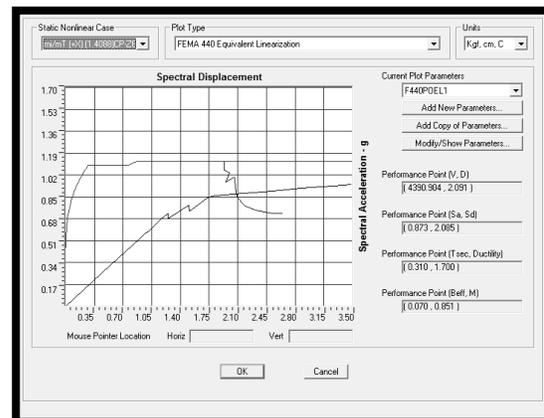


Figura I.39 (1.4088)CP+SxZ6

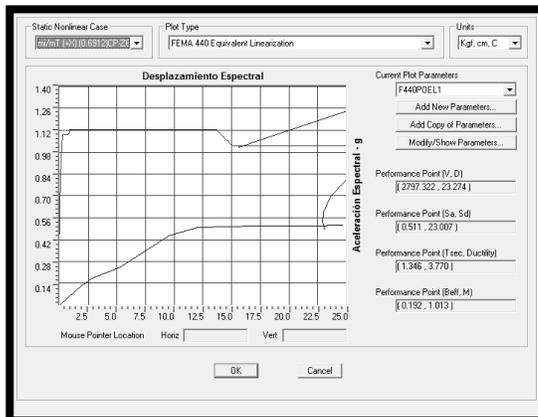


Figura I.40 (0.6912)CP+SxZ6

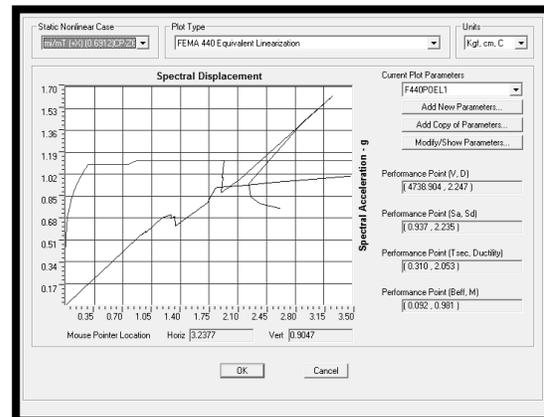


Figura I.41 (0.6912)CP+SxZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

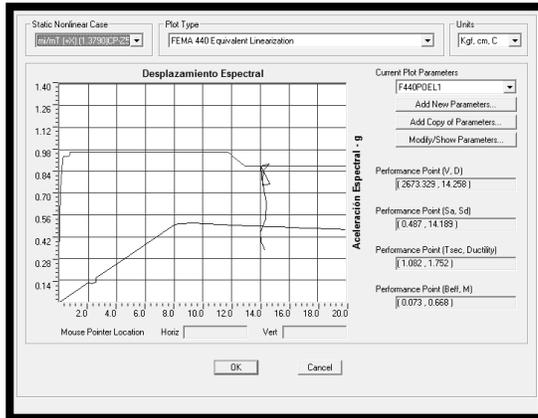


Figura I.42 (1.3790)CP+SxZ5

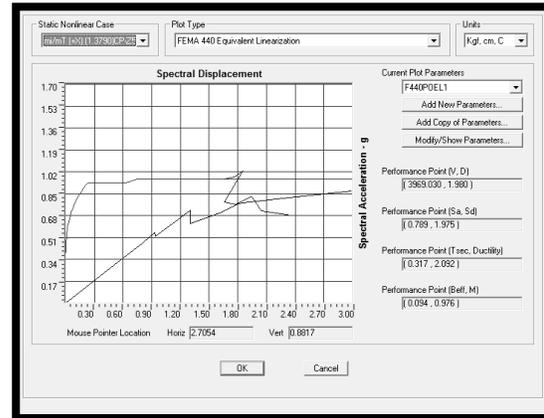


Figura I.43 (1.3790)CP+SxZ5

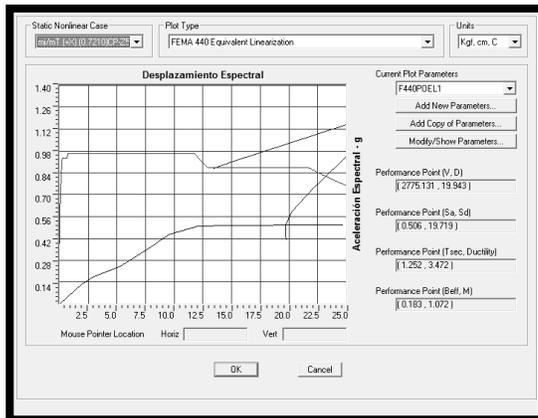


Figura I.44 (0.7210)CP+SxZ5

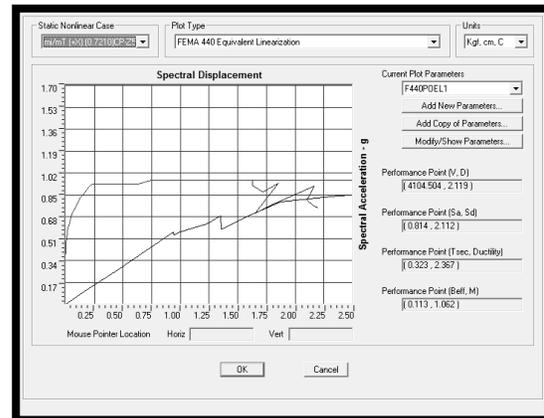


Figura I.45 (0.7210)CP+SxZ5

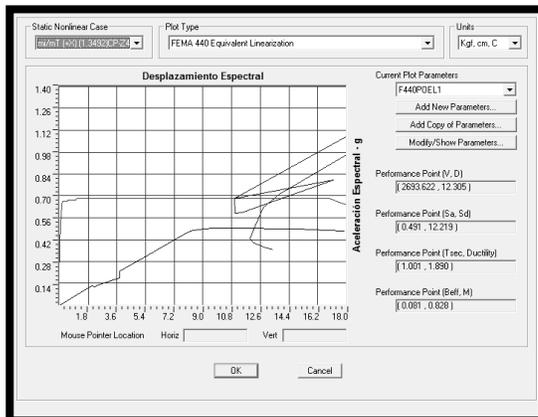


Figura I.46 (1.3492)CP+SxZ4

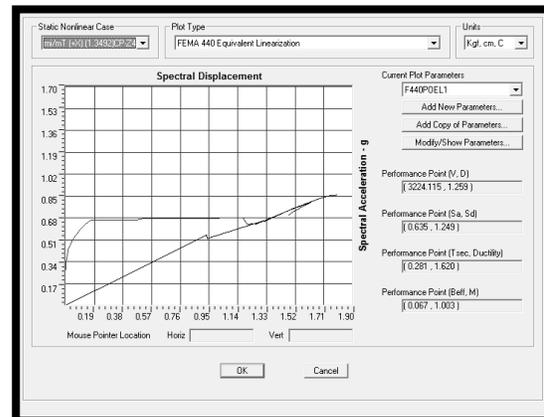


Figura I.47 (1.3492)CP+SxZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

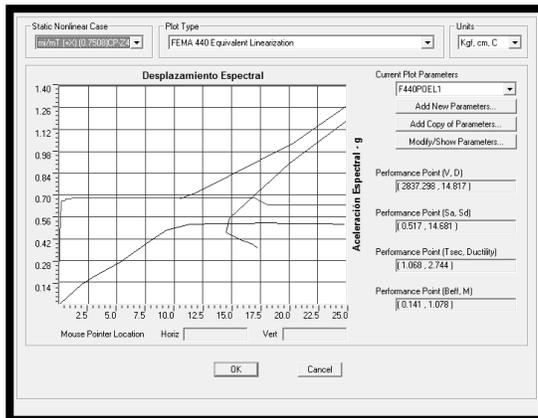


Figura I.48 (0.7508)CP+SxZ4

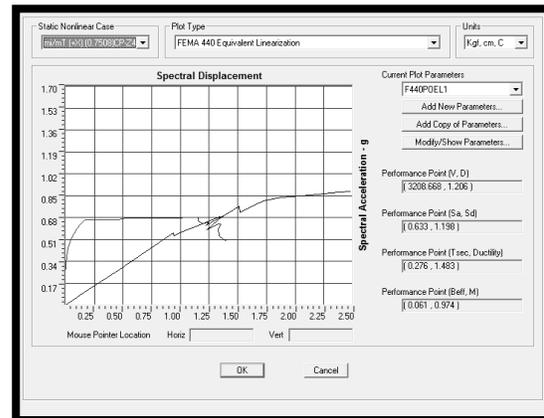


Figura I.49 (0.7508)CP+SxZ4

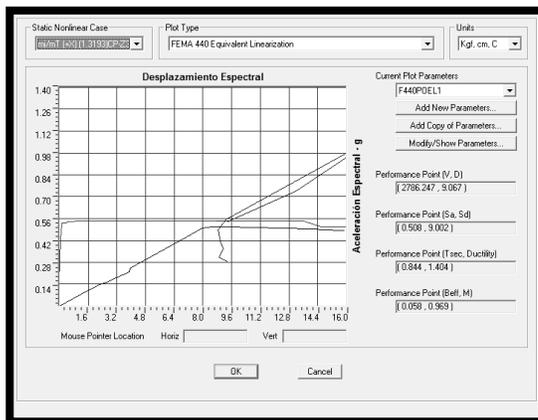


Figura I.50 (1.3193)CP+SxZ3

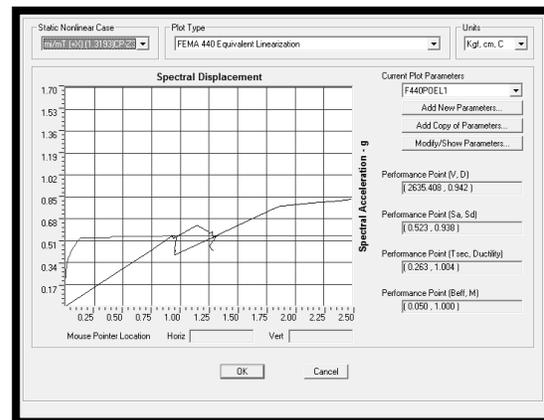


Figura I.51 (1.3193)CP+SxZ3

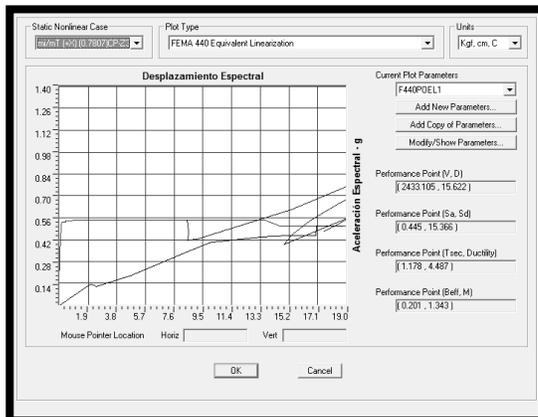


Figura I.52 (0.7807)CP+SxZ3

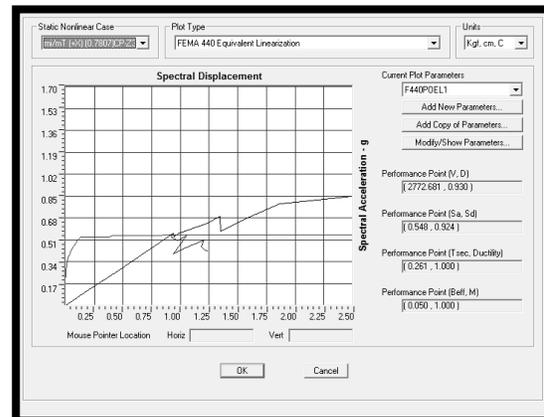
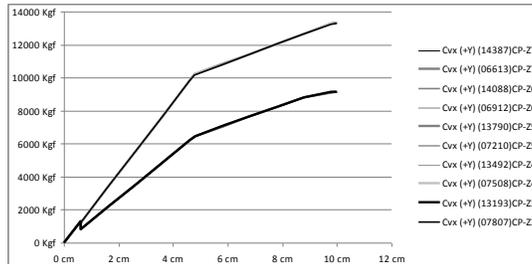


Figura I.53 (0.7807)CP+SxZ3

Curvas de “Pushover” con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+Y)

MODELO 1.1



MODELO 1.3

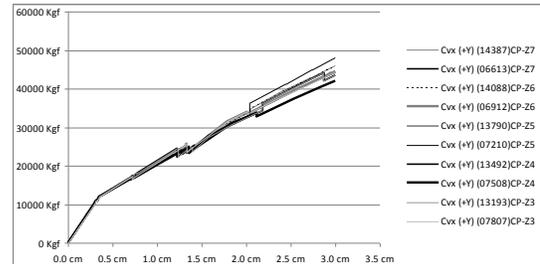


Figura I.54 “Pushover” sin mamp.

Figura I.55 “Pushover” con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+Y)

MODELO 1.1

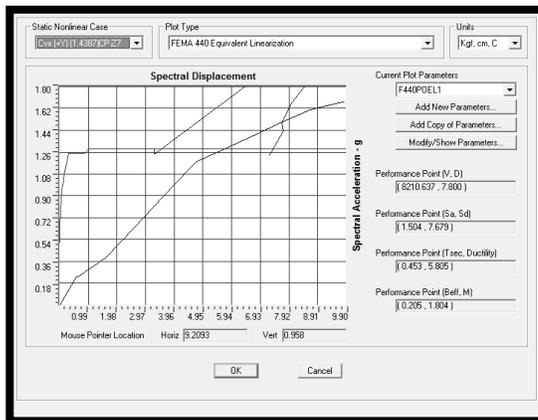


Figura I.56 (1.4387)CP+Sy_{Z7}

MODELO 1.3

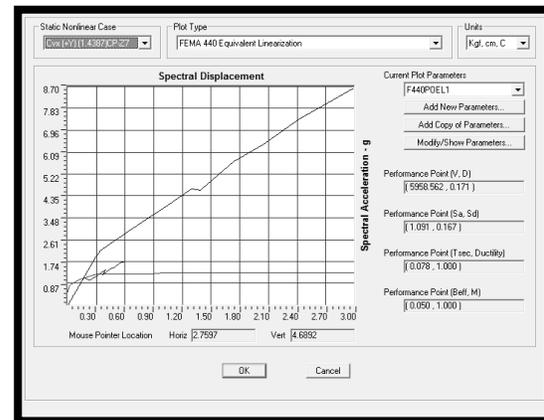


Figura I.57 (1.4387)CP+Sy_{Z7}

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

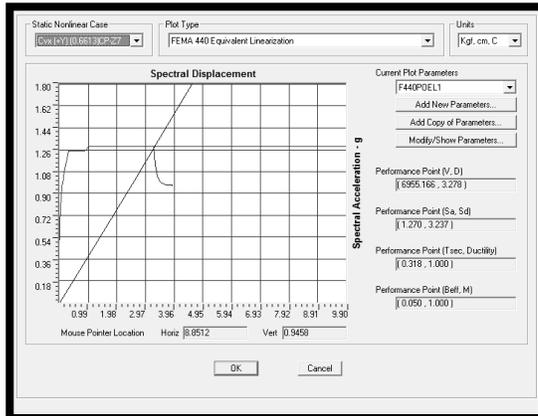


Figura I.58 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

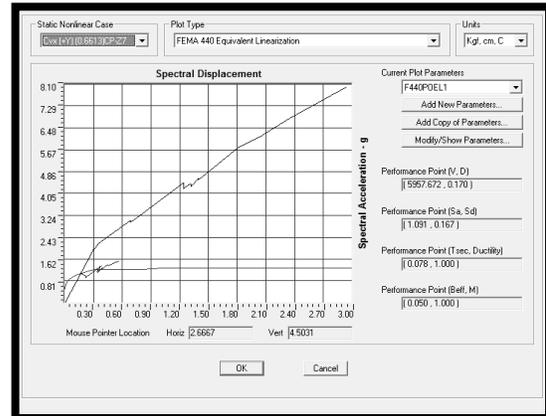


Figura I.59 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

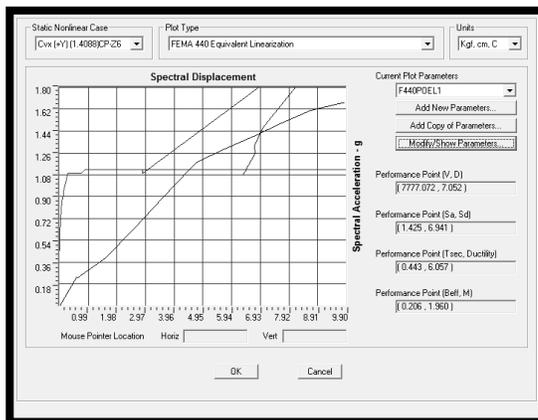


Figura I.60 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

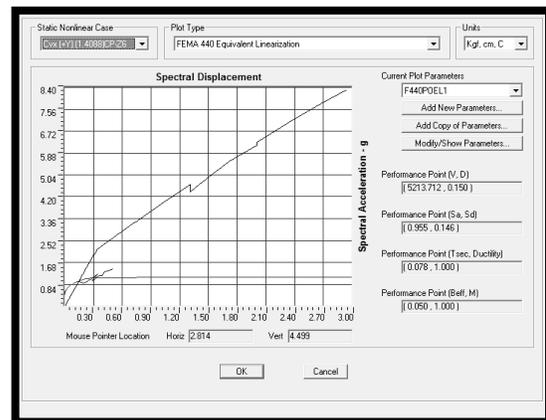


Figura I.61 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

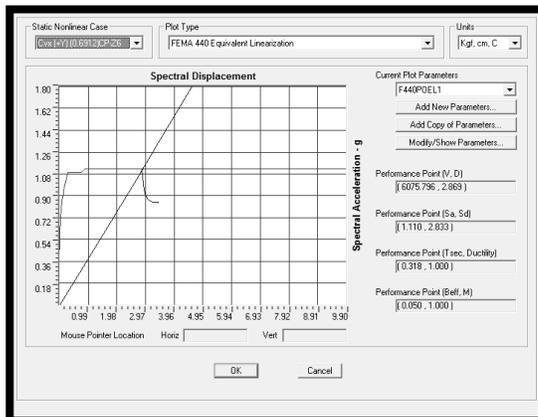


Figura I.62 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

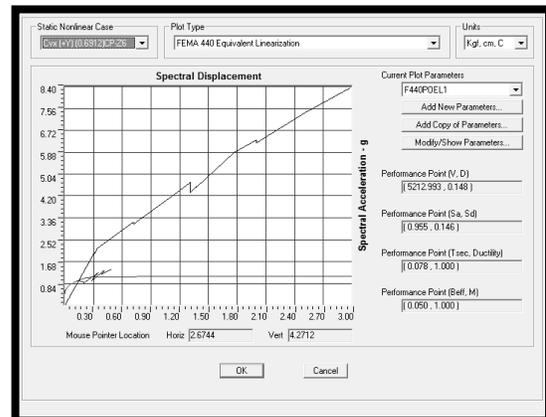


Figura I.63 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

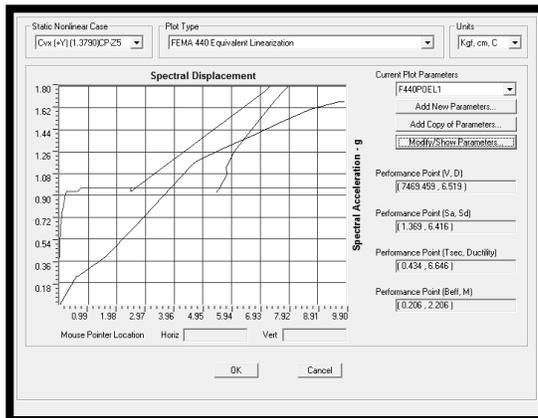


Figura I.64 (1.3790)CP+SyZ5

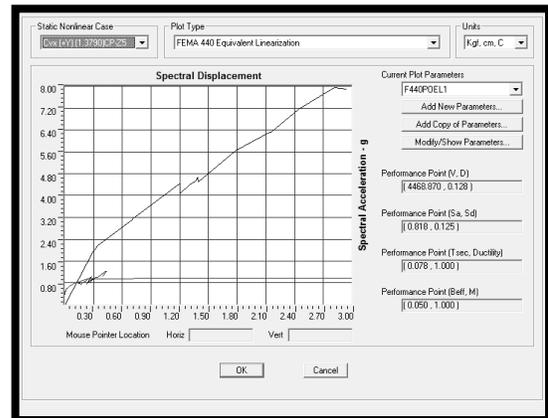


Figura I.65 (1.3790)CP+SyZ5

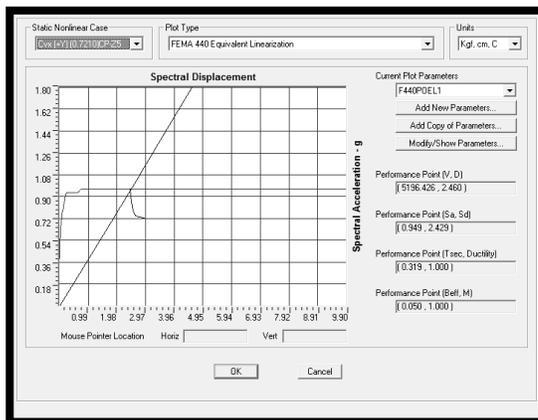


Figura I.66 (0.7210)CP+SyZ5

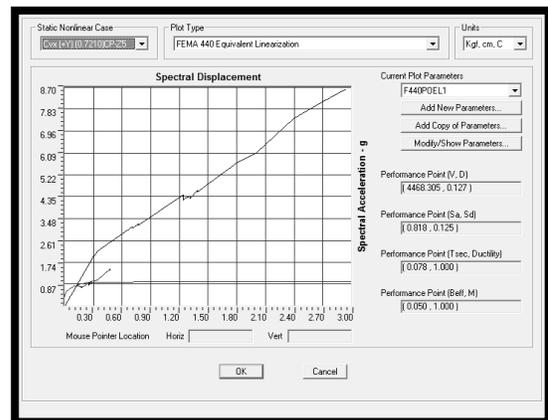


Figura I.67 (0.7210)CP+SyZ5

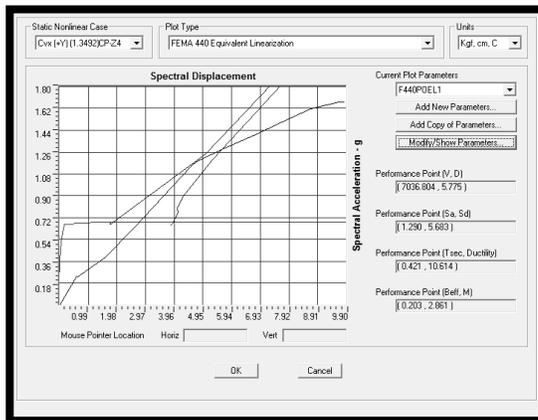


Figura I.68 (1.3492)CP+SyZ4

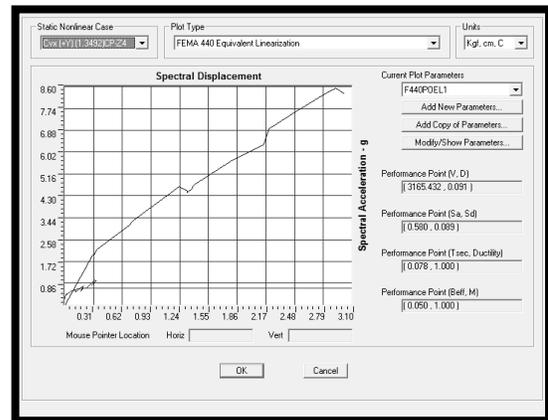


Figura I.69 (1.3492)CP+SyZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

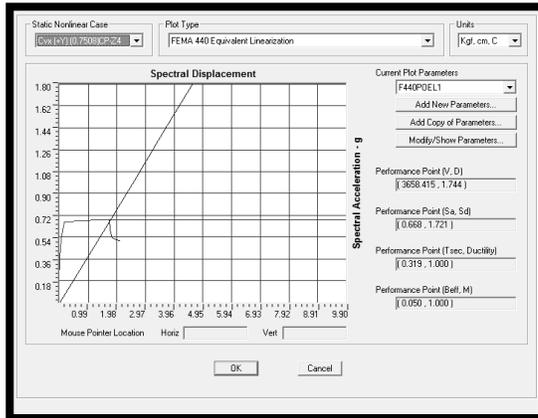


Figura I.70 (0.7508)CP+SyZ4

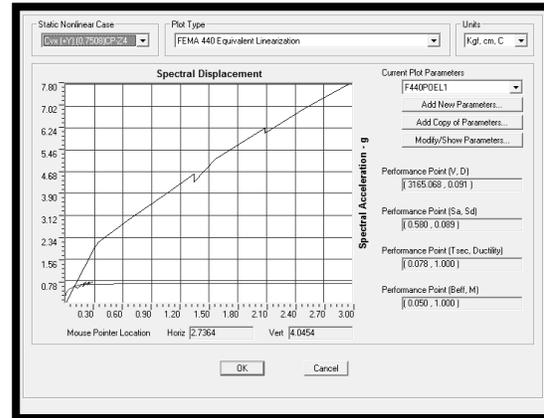


Figura I.71 (0.7508)CP+SyZ4

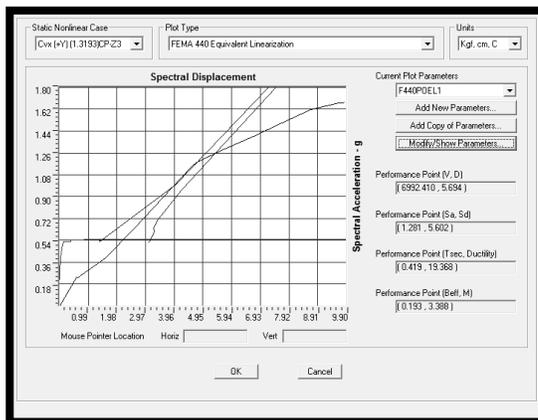


Figura I.72 (1.3193)CP+SyZ3

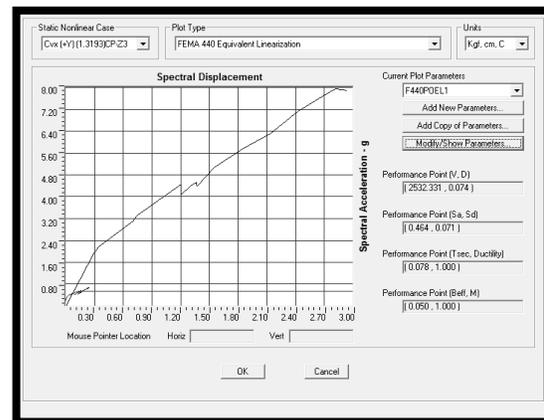


Figura I.73 (1.3193)CP+SyZ3

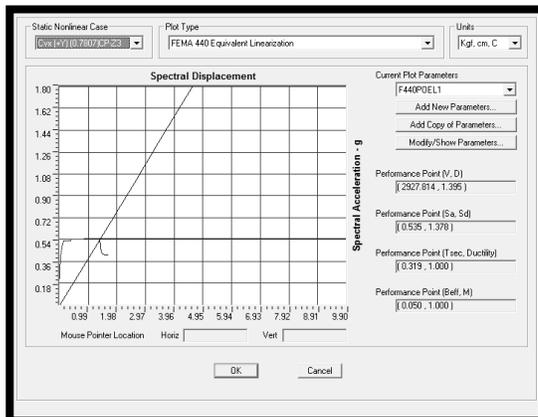


Figura I.74 (0.7807)CP+SyZ3

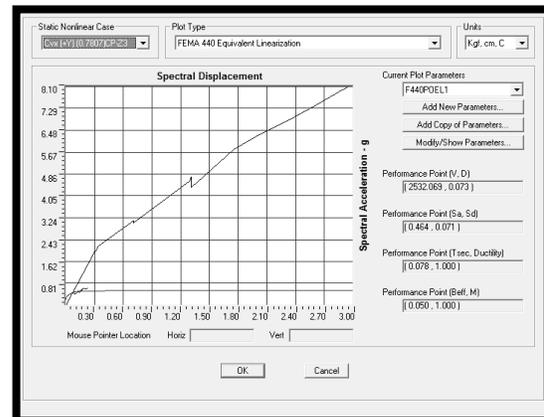


Figura I.75 (0.7807)CP+SyZ3

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+Y)

MODELO 1.1

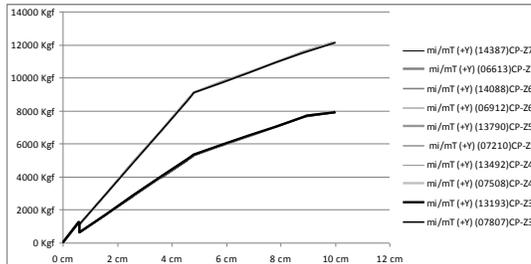


Figura I.76 "Pushover" sin mamp.

MODELO 1.3

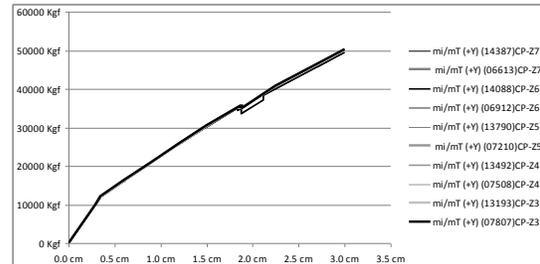


Figura I.77 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+Y)

MODELO 1.1

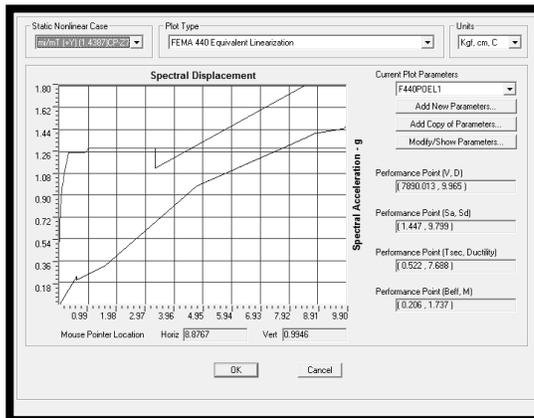


Figura I.78 (1.4387)CP+SyZ7

MODELO 1.3

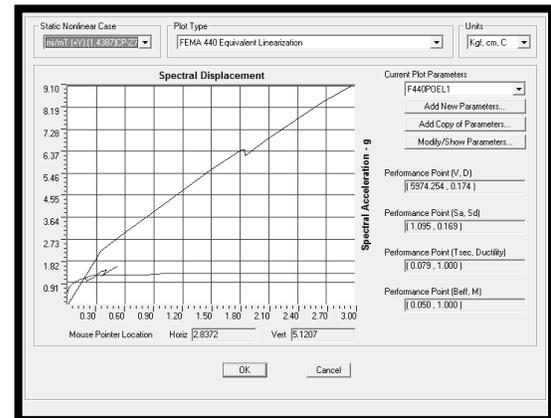


Figura I.79 (1.4387)CP+SyZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

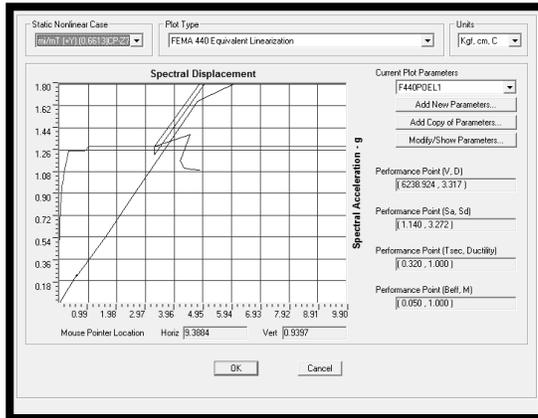


Figura 1.80 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

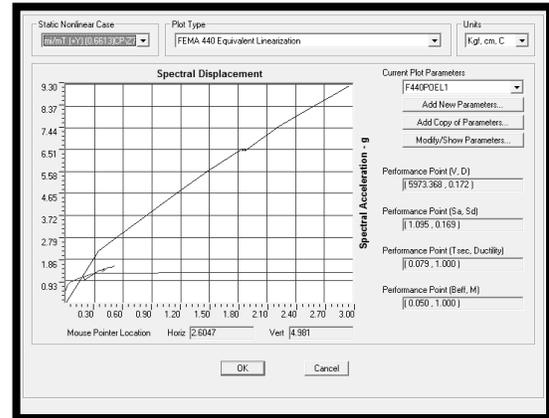


Figura 1.81 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

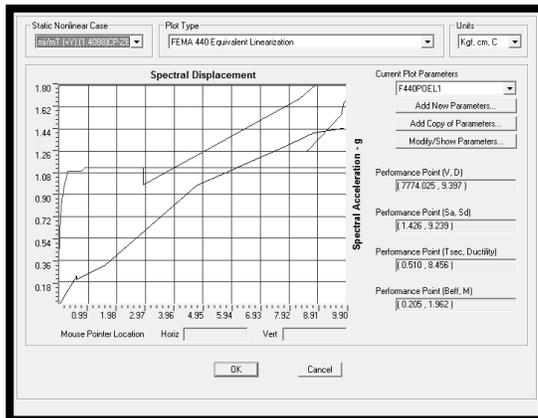


Figura 1.82 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

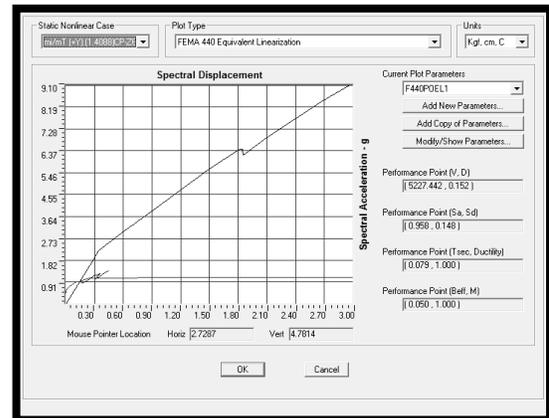


Figura 1.83 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

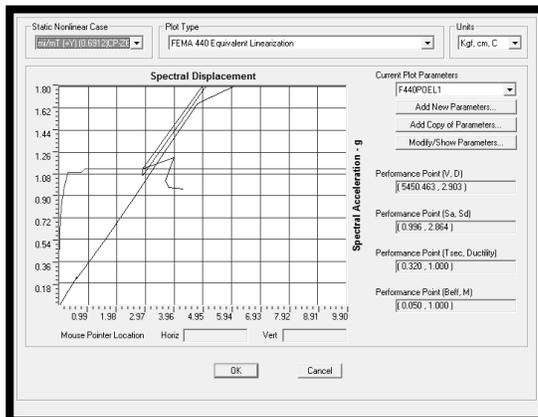


Figura 1.84 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

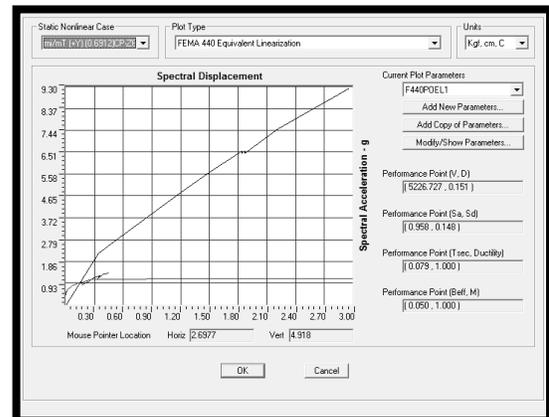


Figura 1.85 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

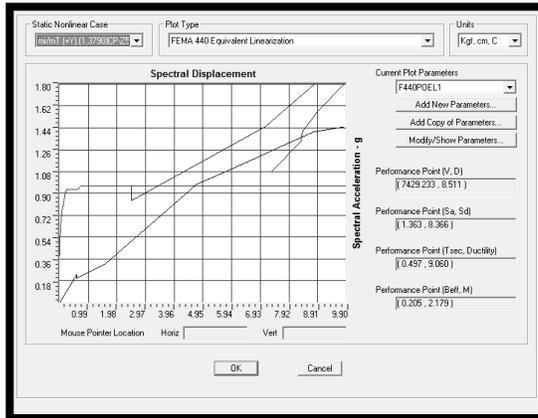


Figura I.86 (1.3790)CP+SyZ5

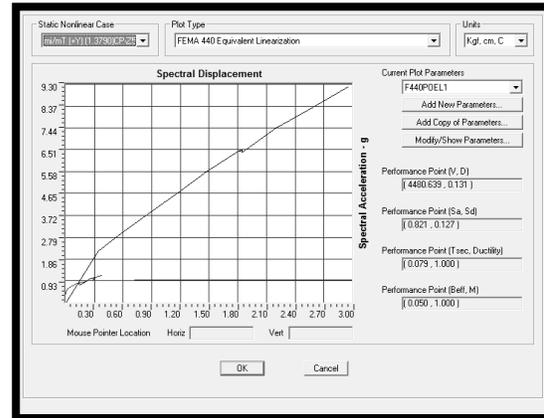


Figura I.87 (1.3790)CP+SyZ5

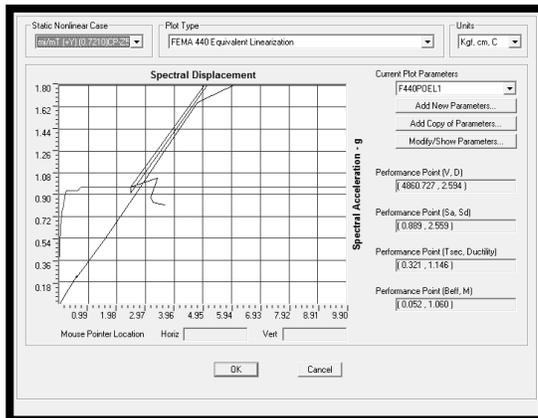


Figura I.88 (0.7210)CP+SyZ5

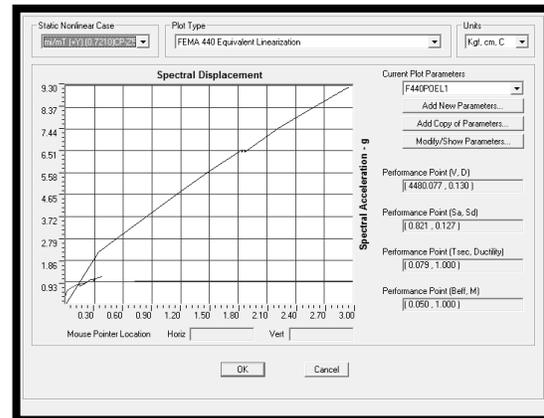


Figura I.89 (0.7210)CP+SyZ5

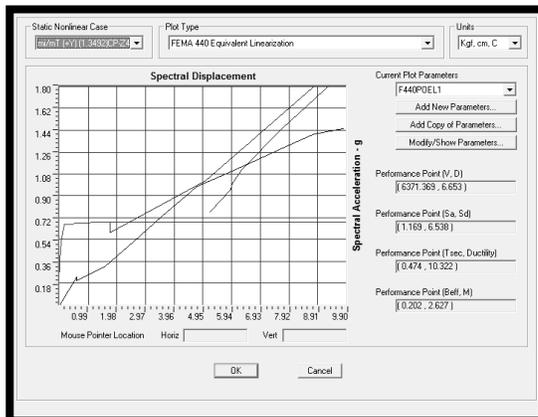


Figura I.90 (1.3492)CP+SyZ4

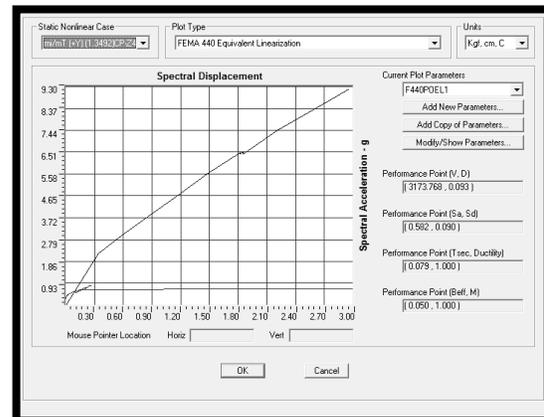


Figura I.91 (1.3492)CP+SyZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

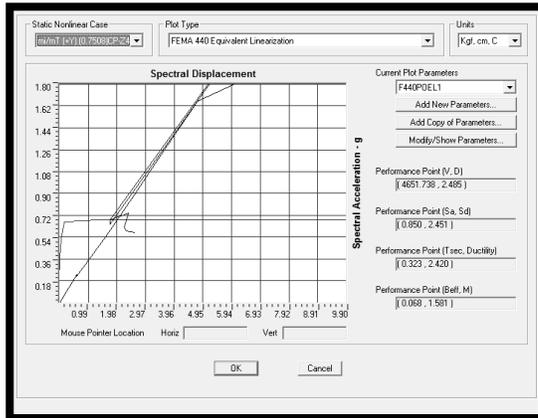


Figura I.92 (0.7508)CP+SyZ4

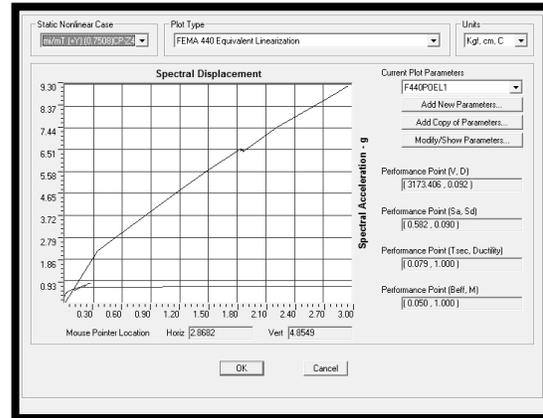


Figura I.93 (0.7508)CP+SyZ4

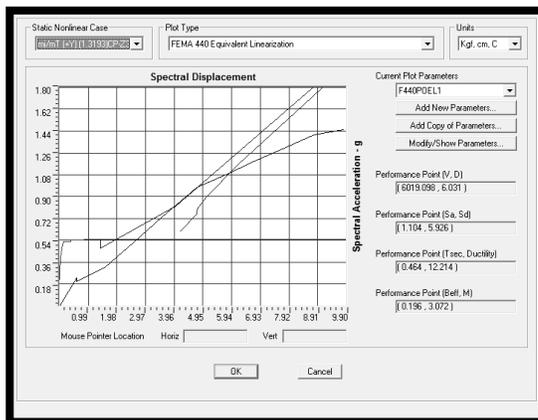


Figura I.94 (1.3193)CP+SyZ3

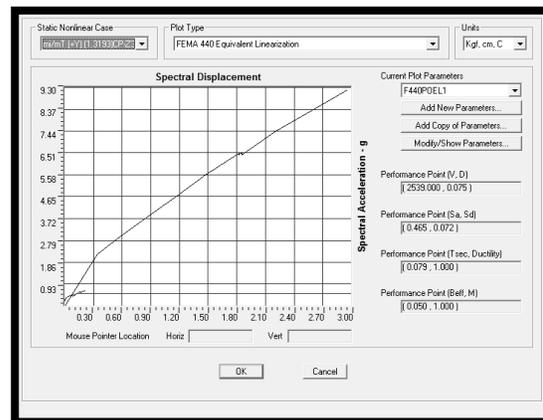


Figura I.95 (1.3193)CP+SyZ3

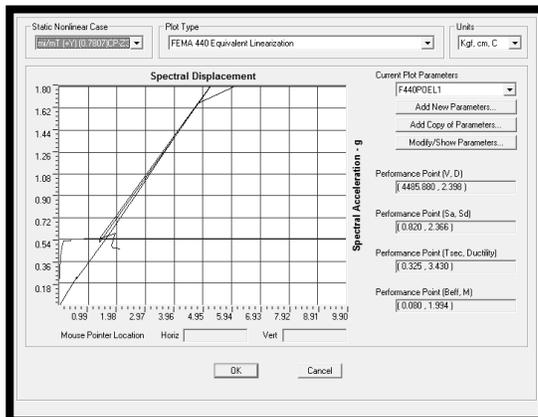


Figura I.96 (0.7807)CP+SyZ3

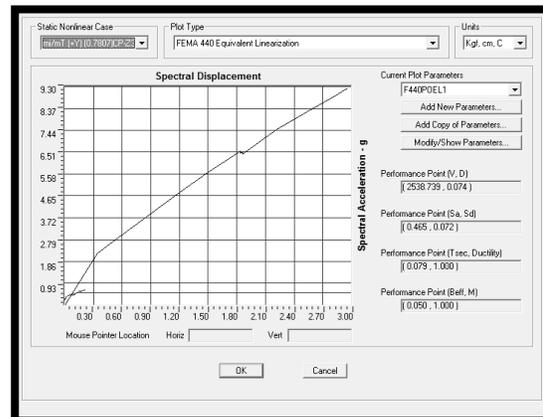


Figura I.97 (0.7807)CP+SyZ3

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

Tabla I.1

Resumen de los Estados Límites representativos para los puntos de desempeño hayados de los AENL con el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional (asb-cem).

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL - ("Asbesto-Cemento") sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
6	1.4088CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
5	1.3790CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
4	1.3491CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
3	1.3193CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
6	0.6912CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
5	0.7210CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
4	0.7508CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base
3	0.7807CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y Columnas están en Cedencia P-M3 en su base

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 y están en Cedencia P-M3 en su base
6	1.4088CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 y están en Cedencia P-M3 en su base
5	1.3790CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 y están en Cedencia P-M3 en su base
4	1.3491CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 y en Cedencia P-M3 en su base aquellas del lado opuesto a las cargas
3	1.3193CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 y en Cedencia P-M3 en su base aquellas del lado opuesto a las cargas

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3
6	0.6912CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3
5	0.7210CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3
4	0.7508CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3
3	0.7807CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL - ("Asbesto-Cemento") con Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y a este nivel las columnas están en Cedencia a Momento P-M2
6	1.4088CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y a este nivel las columnas están en Cedencia a Momento P-M2
5	1.3790CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y a este nivel las columnas están en Cedencia a Momento P-M2
4	1.3491CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3
3	1.3193CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y a este nivel las columnas están en Cedencia a Momento P-M2
6	0.6912CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y a este nivel las columnas están en Cedencia a Momento P-M2
5	0.7210CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 y a este nivel las columnas están en Cedencia a Momento P-M2
4	0.7508CP	Muy Pocas Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3
3	0.7807CP	Muy Pocas Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	No hay
6	1.4088CP	No hay
5	1.3790CP	No hay
4	1.3491CP	No hay
3	1.3193CP	No hay

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	No hay
6	0.6912CP	No hay
5	0.7210CP	No hay
4	0.7508CP	No hay
3	0.7807CP	No hay

I.5 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Plycem”) con y sin mampostería (Modelos 3.1, 3.2 y 3.3).

Curvas de “Pushover” con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+X)

MODELO 3.1

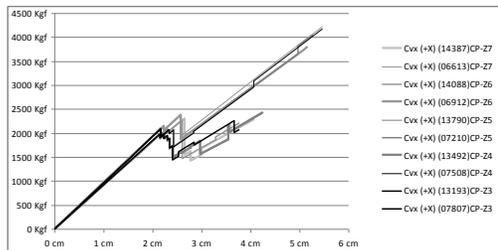


Figura I.98 “Pushover” sin mamp.

MODELO 3.2

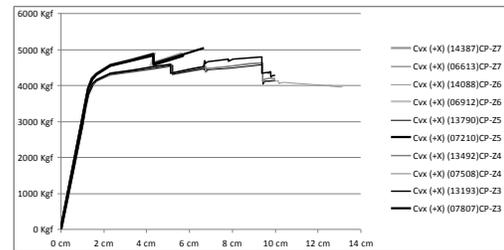


Figura I.99 “Pushover” con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+X)

MODELO 3.1

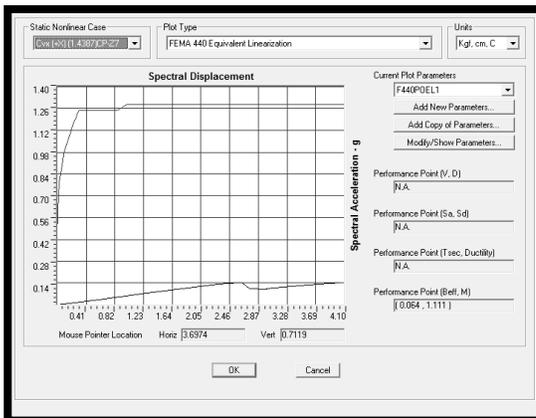


Figura I.100 (1.4387)CP+SxZ7

MODELO 3.2

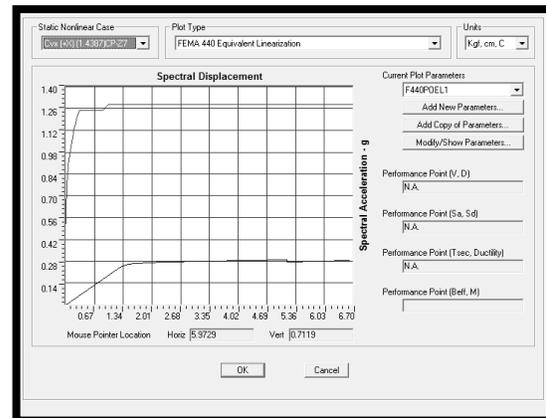


Figura I.101 (1.4387)CP+SxZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

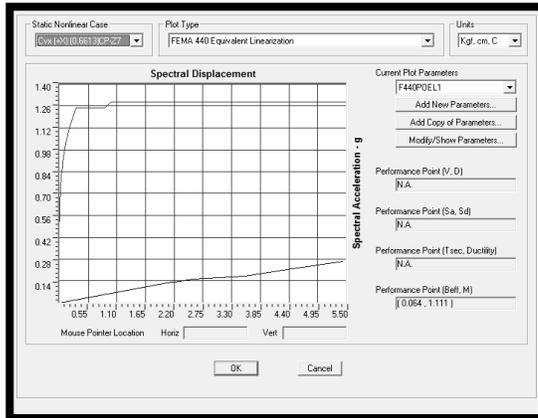


Figura I.102 (0.6613)CP+SxZ7

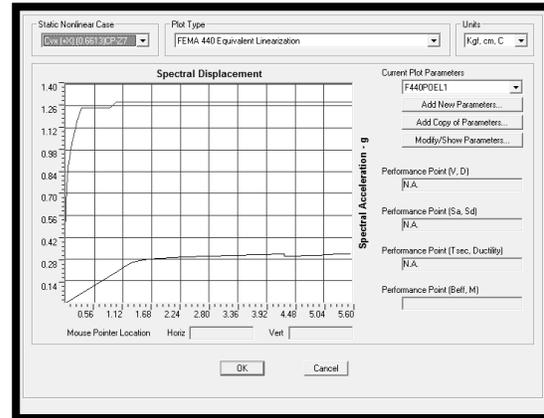


Figura I.103 (0.6613)CP+SxZ7

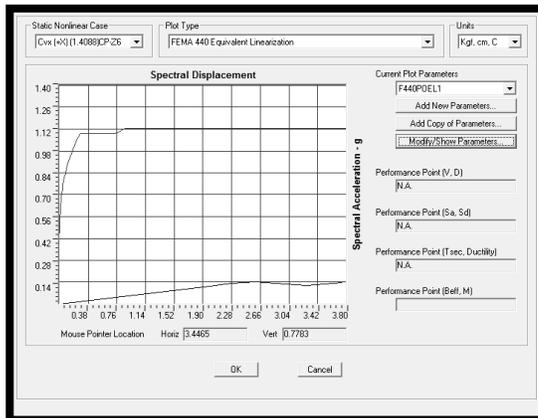


Figura I.104 (1.4088)CP+SxZ6

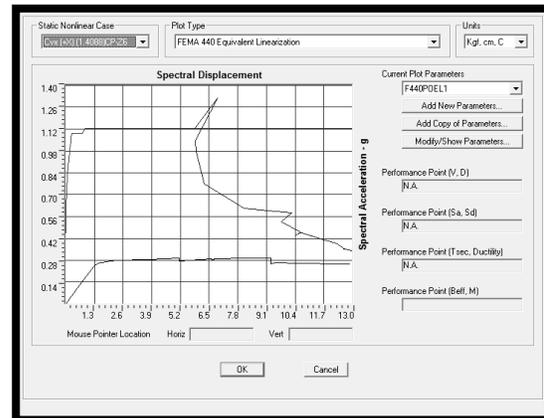


Figura I.105 (1.4088)CP+SxZ6

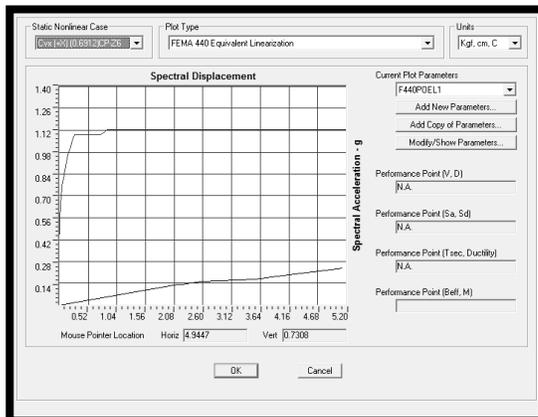


Figura I.106 (0.6912)CP+SxZ6

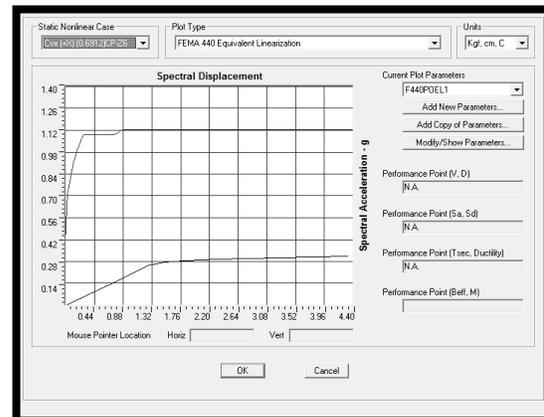


Figura I.107 (0.6912)CP+SxZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

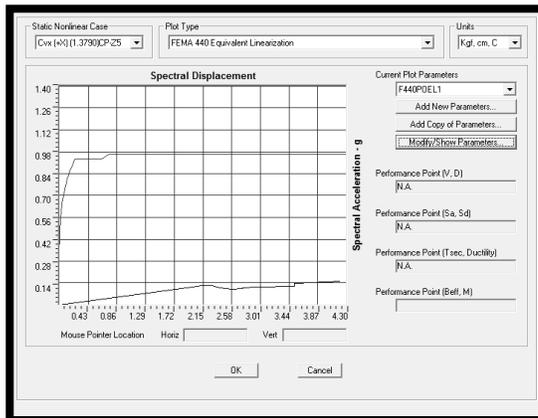


Figura I.108 (1.3790)CP+SxZ5

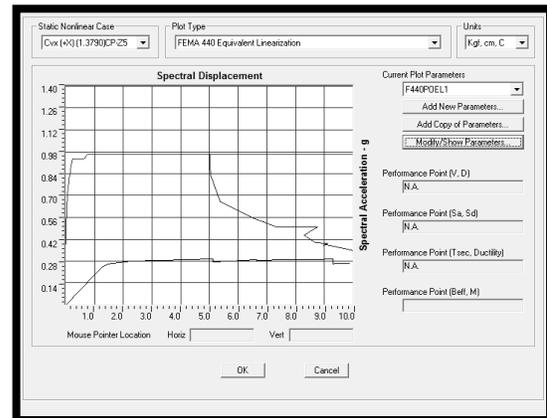


Figura I.109 (1.3790)CP+SxZ5

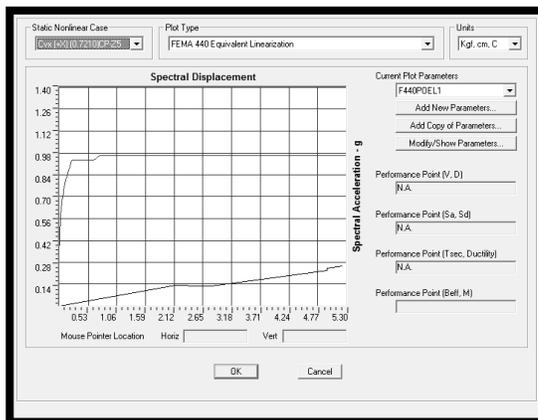


Figura I.110 (0.7210)CP+SxZ5

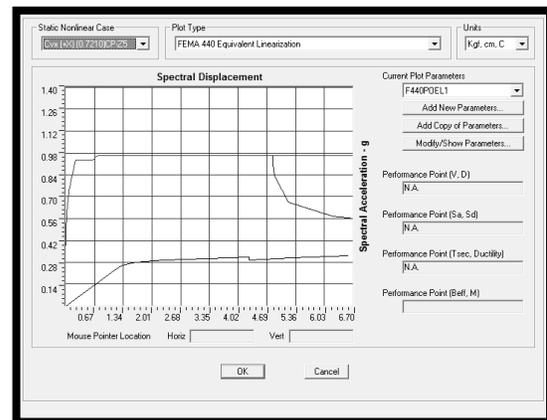


Figura I.111 (0.7210)CP+SxZ5

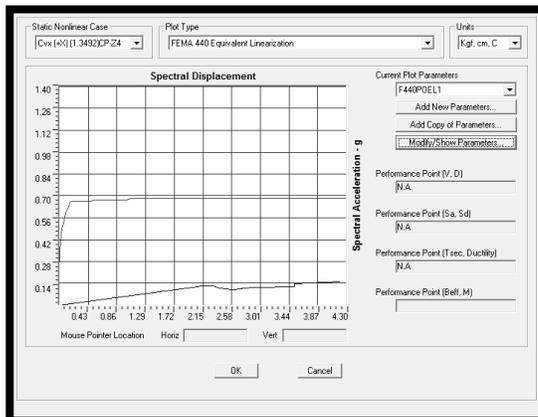


Figura I.112 (1.3492)CP+SxZ4

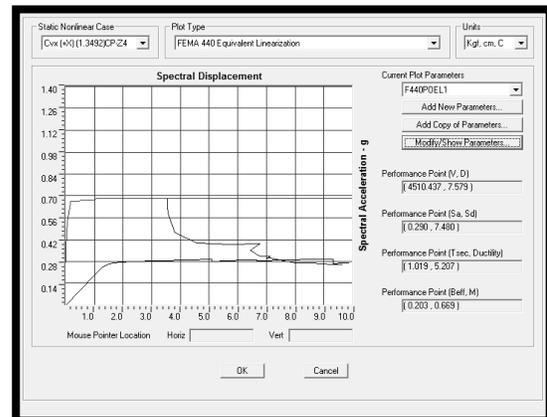


Figura I.113 (1.3492)CP+SxZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

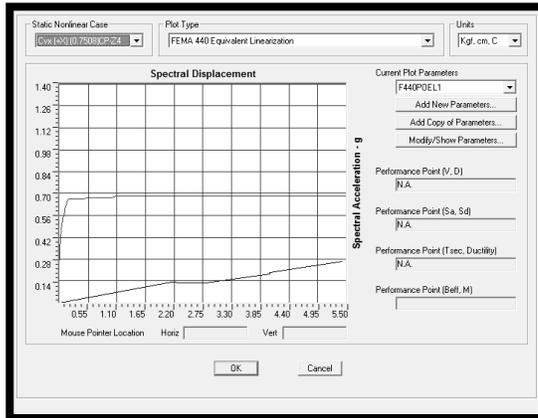


Figura I.114 (0.7508)CP+SxZ4

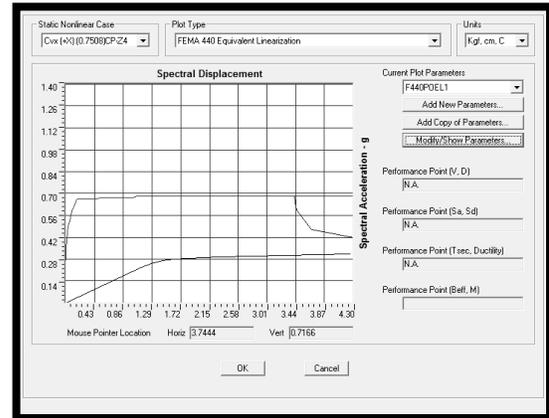


Figura I.115 (0.7508)CP+SxZ4

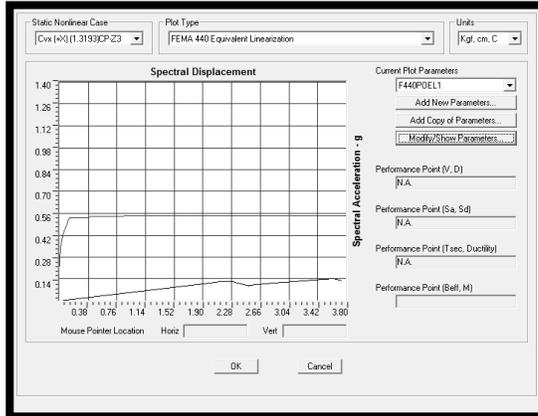


Figura I.116 (1.3193)CP+SxZ3

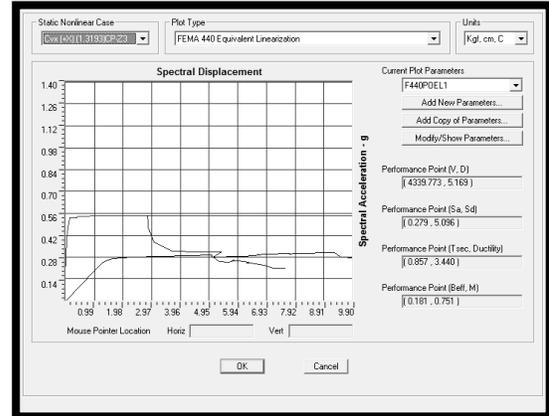


Figura I.117 (1.3193)CP+SxZ3

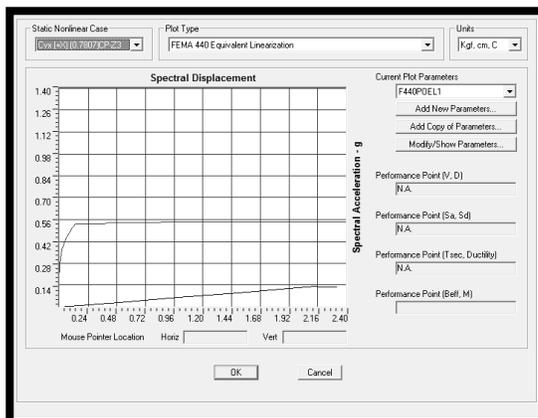


Figura I.118 (0.7807)CP+SxZ3

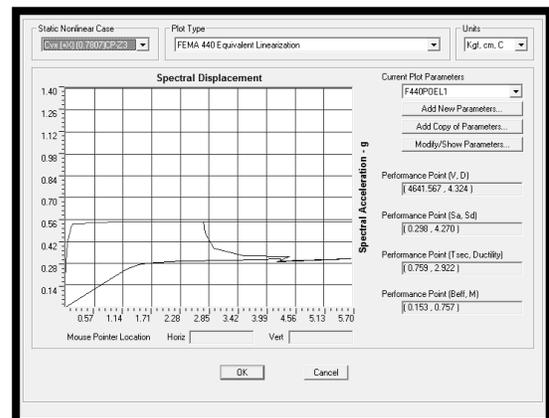
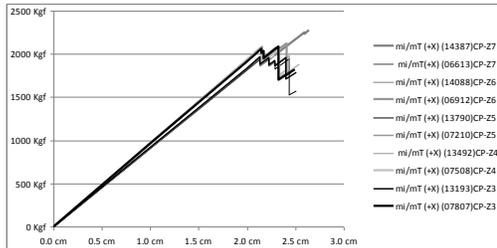


Figura I.119 (0.7807)CP+SxZ3

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+X)

MODELO 3.1



MODELO 3.2

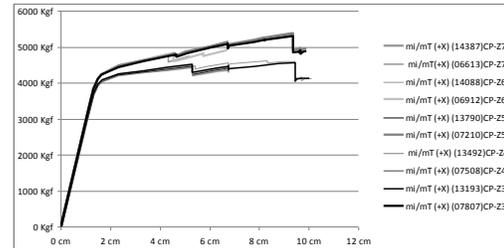


Figura I.120 "Pushover" sin mamp. Figura I.121 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+X)

MODELO 3.1

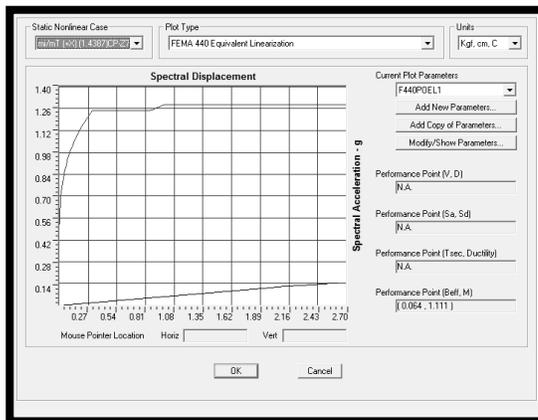


Figura I.122 (1.4387)CP+SxZ7

MODELO 3.2

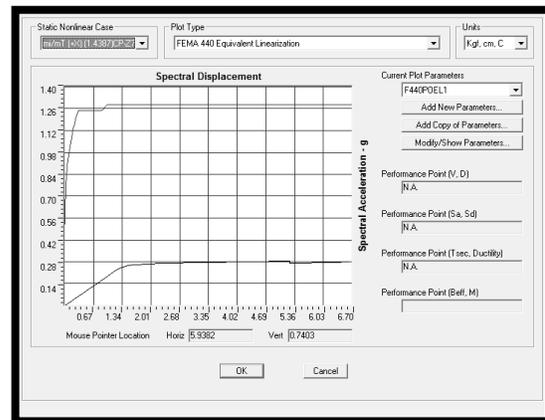


Figura I.123 (1.4387)CP+SxZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

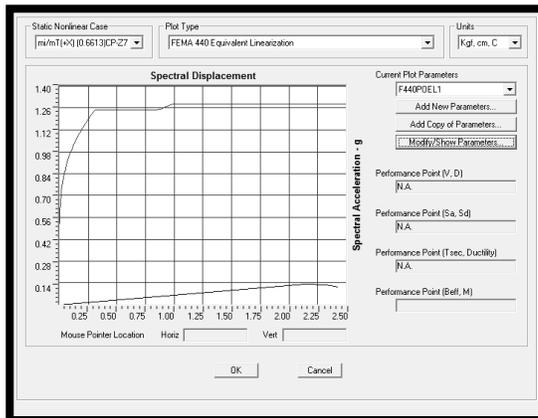


Figura I.124 (0.6613)CP+SxZ7

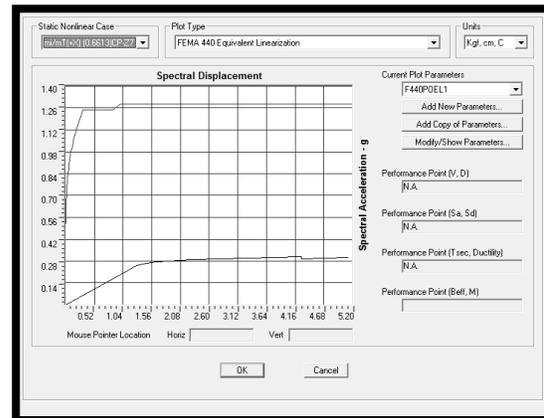


Figura I.125 (0.6613)CP+SxZ7

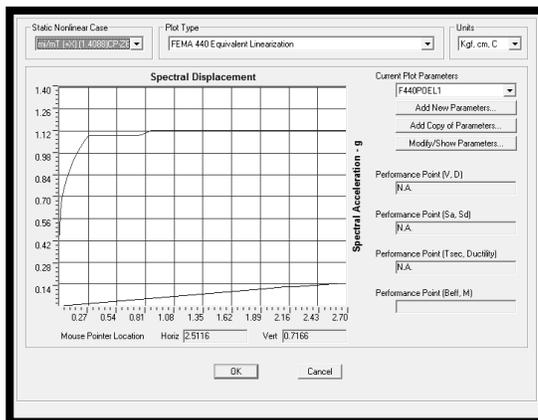


Figura I.126 (1.4088)CP+SxZ6

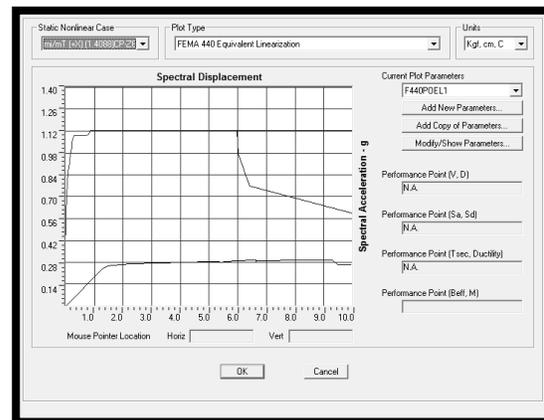


Figura I.127 (1.4088)CP+SxZ6

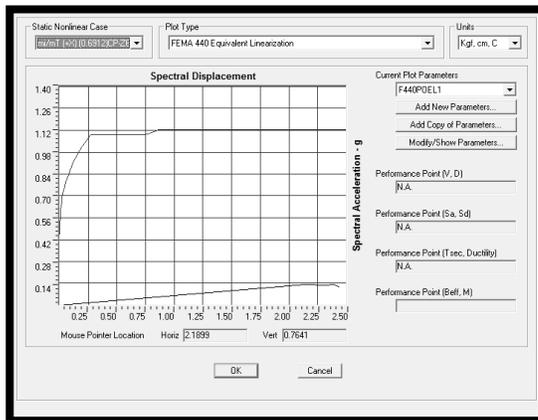


Figura I.128 (0.6912)CP+SxZ6

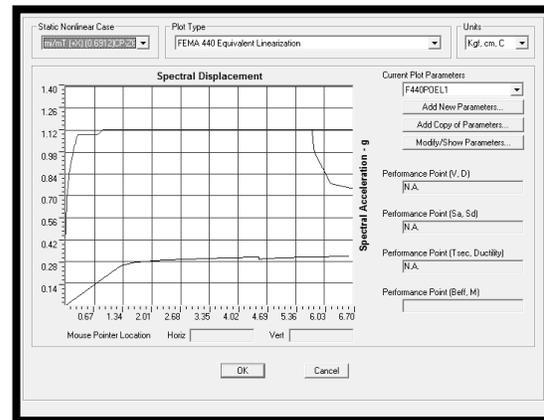


Figura I.129 (0.6912)CP+SxZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

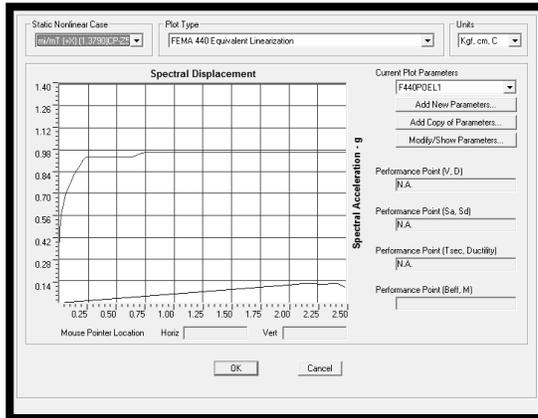


Figura I.130 (1.3790)CP+SxZ5

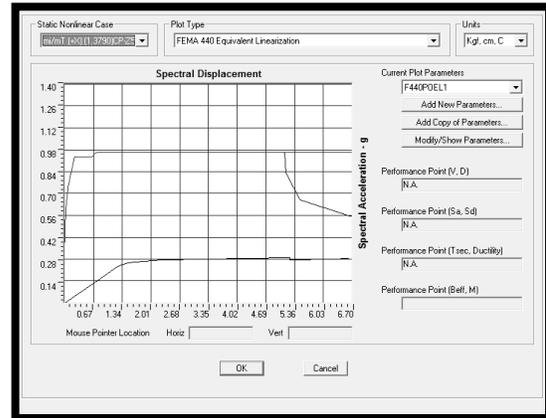


Figura I.131 (1.3790)CP+SxZ5

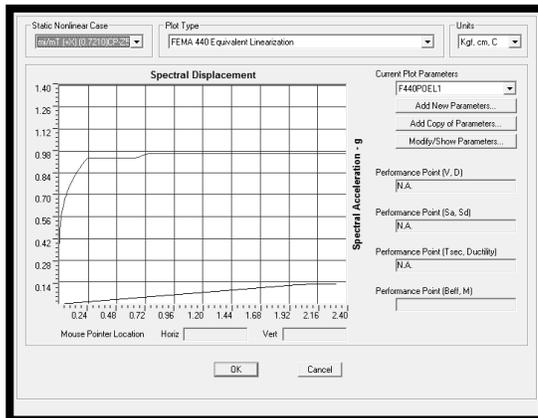


Figura I.132 (0.7210)CP+SxZ5

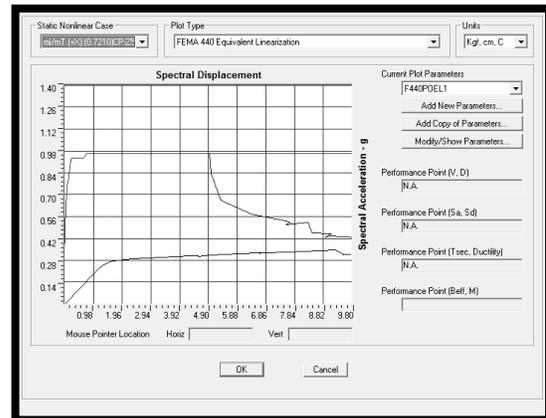


Figura I.133 (0.7210)CP+SxZ5

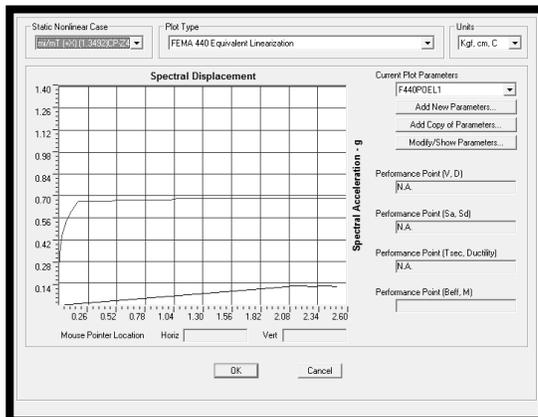


Figura I.134 (1.3492)CP+SxZ4

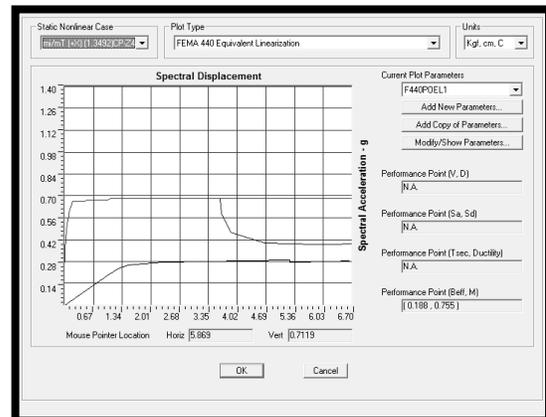


Figura I.135 (1.3492)CP+SxZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

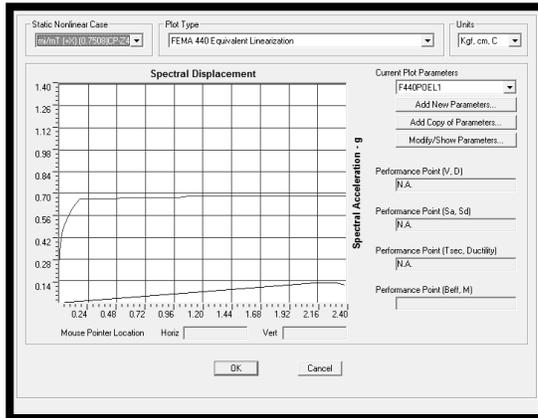


Figura I.136 (0.7508)CP+SxZ4

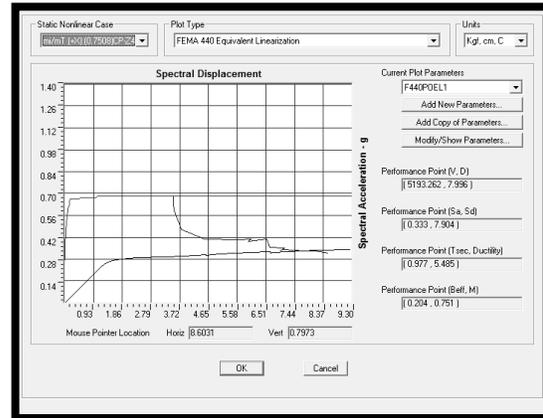


Figura I.137 (0.7508)CP+SxZ4

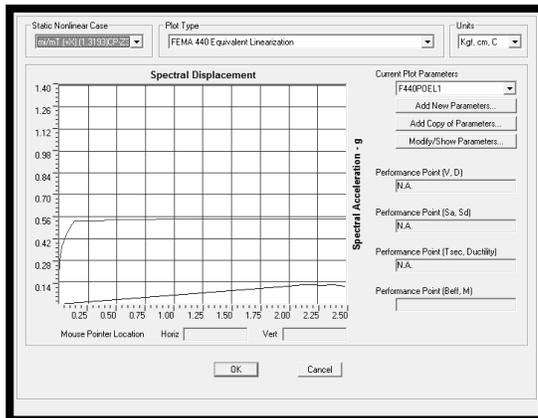


Figura I.138 (1.3193)CP+SxZ3

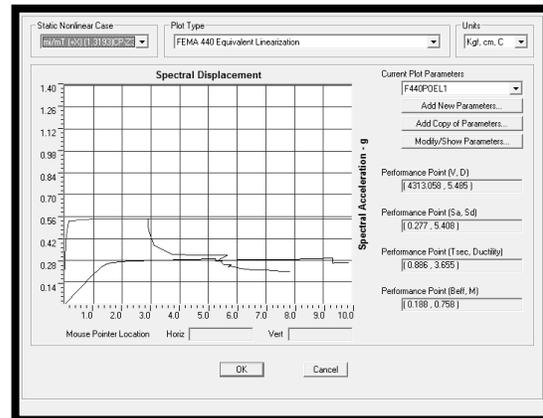


Figura I.139 (1.3193)CP+SxZ3

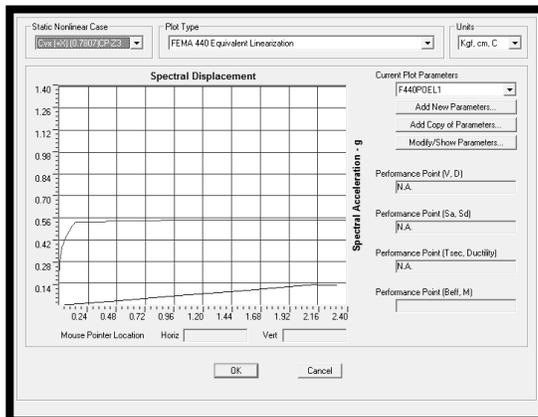


Figura I.140 (0.7807)CP+SxZ3

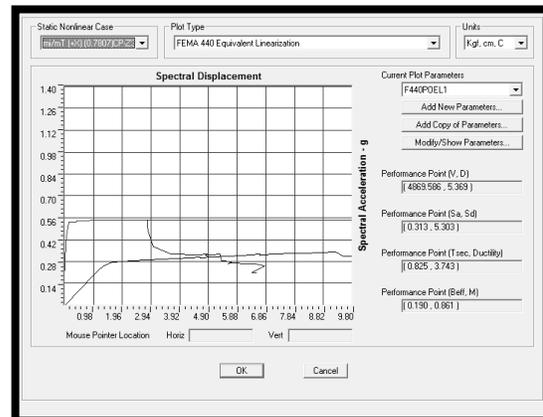
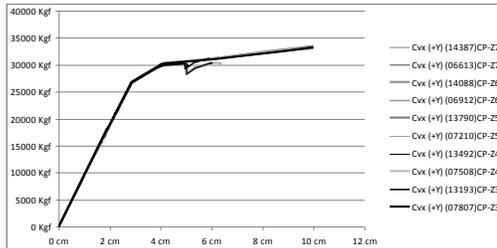


Figura I.141 (0.7807)CP+SxZ3

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+Y)

MODELO 3.1



MODELO 3.3

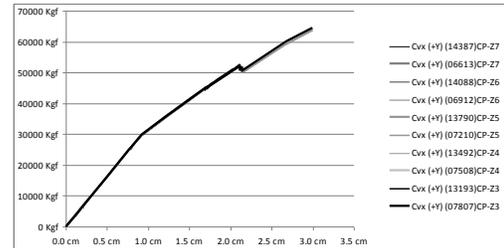


Figura I.142 "Pushover" sin mamp. Figura I.143 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+Y)

MODELO 3.1

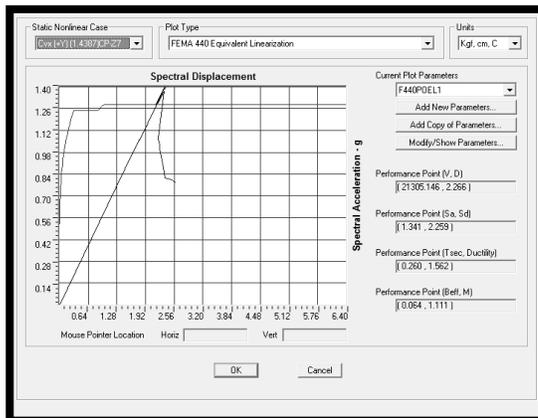


Figura I.144 (1.4387)CP+SyZ7

MODELO 3.3

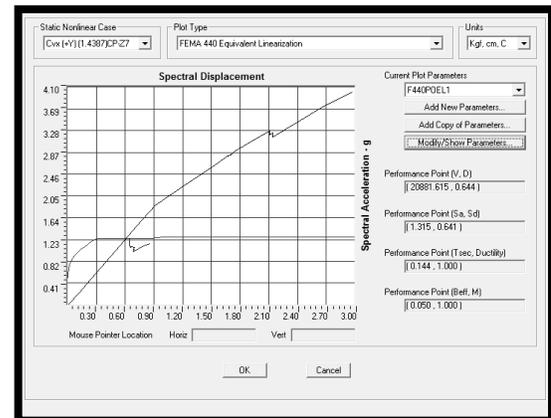


Figura I.145 (1.4387)CP+SyZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

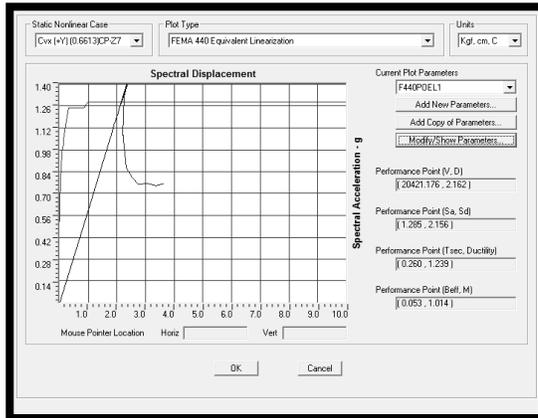


Figura I.146 (0.6613)CP+SyZ7

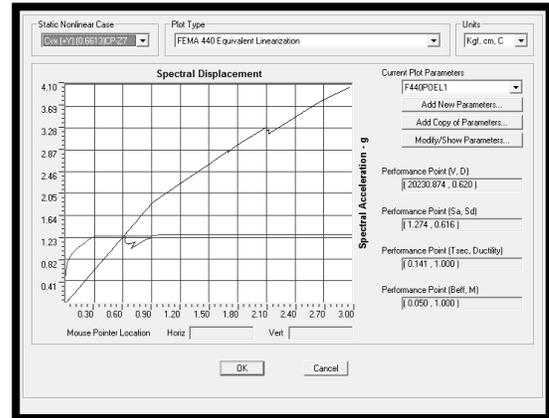


Figura I.147 (0.6613)CP+SyZ7

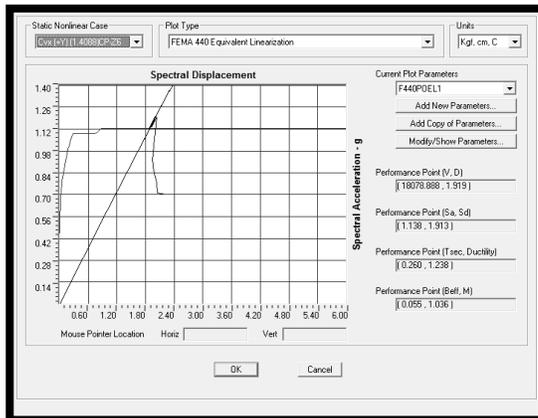


Figura I.148 (1.4088)CP+SyZ6

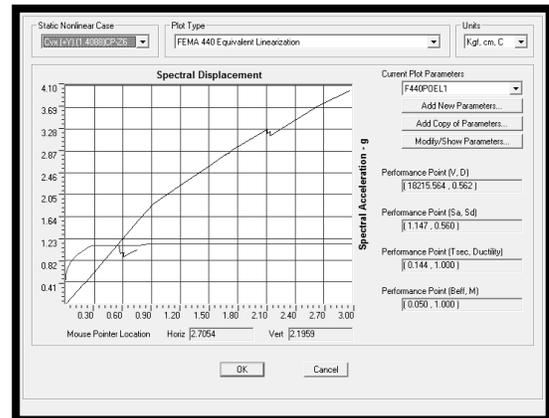


Figura I.149 (1.4088)CP+SyZ6

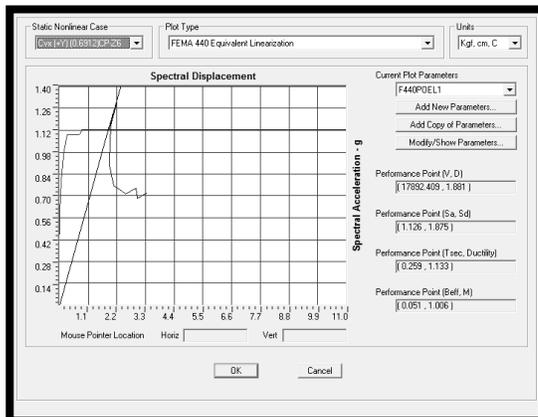


Figura I.150 (0.6912)CP+SyZ6

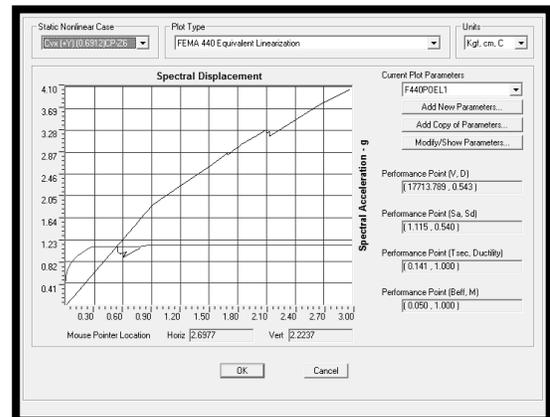


Figura I.151 (0.6912)CP+SyZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

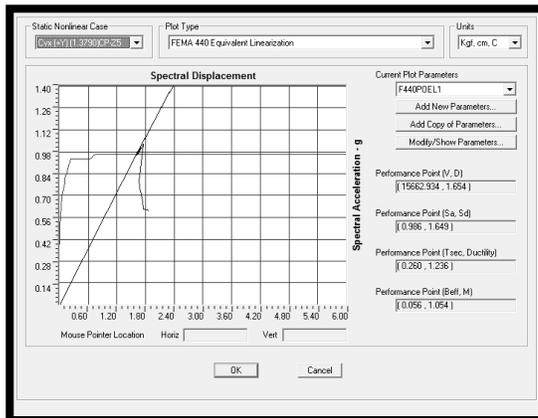


Figura I.152 (1.3790)CP+SyZ5

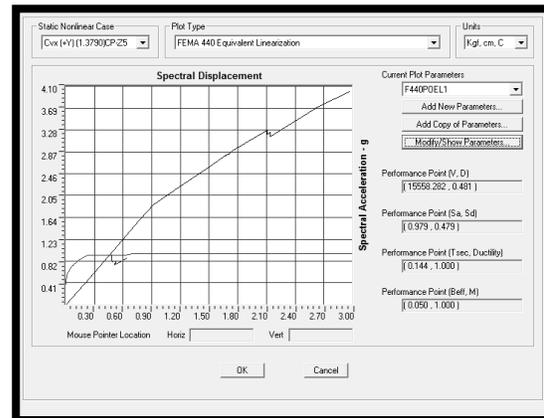


Figura I.153 (1.3790)CP+SyZ5

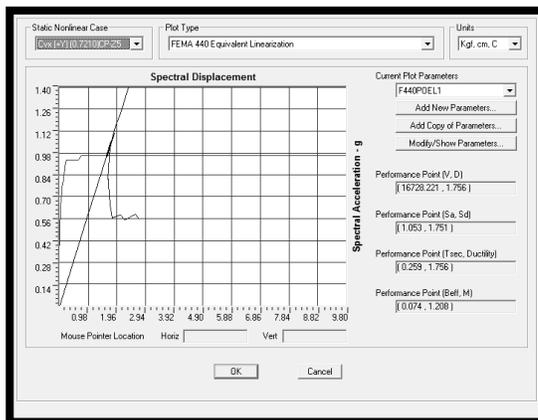


Figura I.154 (0.7210)CP+SyZ5

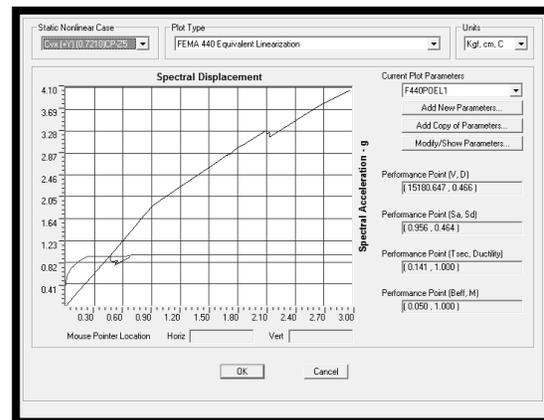


Figura I.155 (0.7210)CP+SyZ5

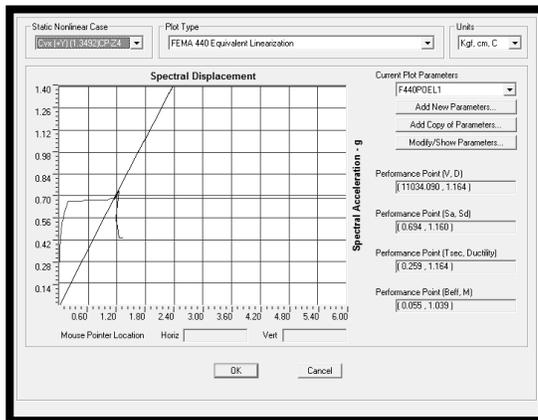


Figura I.156 (1.3492)CP+SyZ4

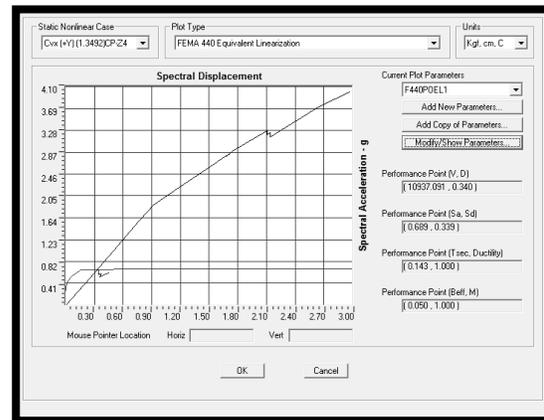


Figura I.157 (1.3492)CP+SyZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

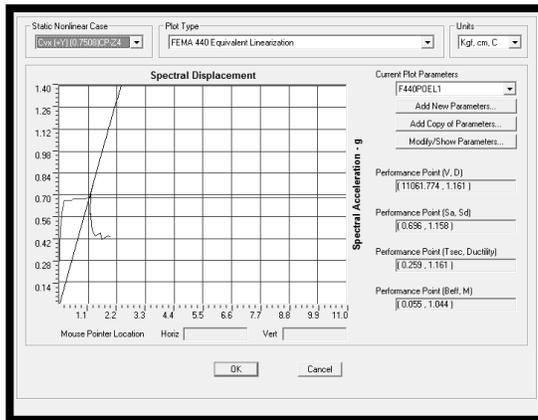


Figura I.158 (0.7508)CP+Sy_{Z4}

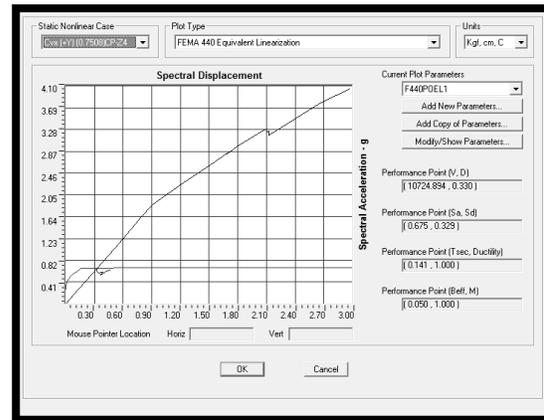


Figura I.159 (0.7508)CP+Sy_{Z4}

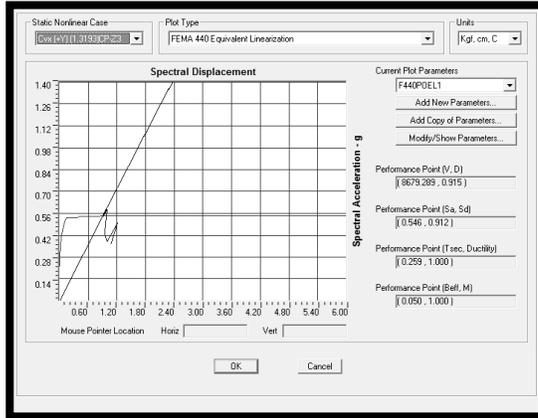


Figura I.160 (1.3193)CP+Sy_{Z3}

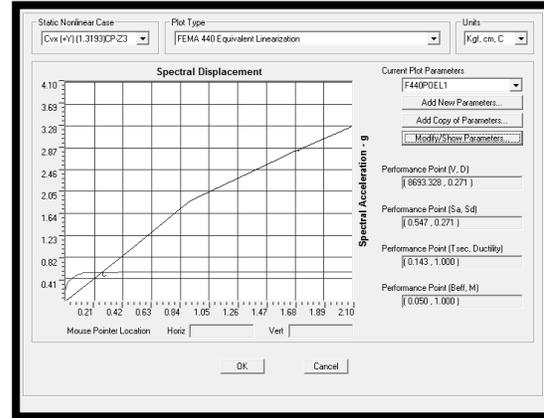


Figura I.161 (1.3193)CP+Sy_{Z3}

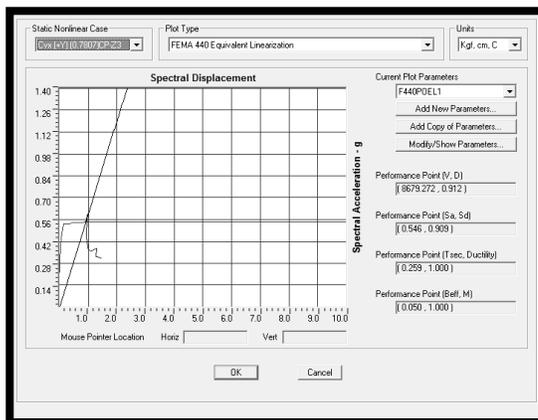


Figura I.162 (0.7807)CP+Sy_{Z3}

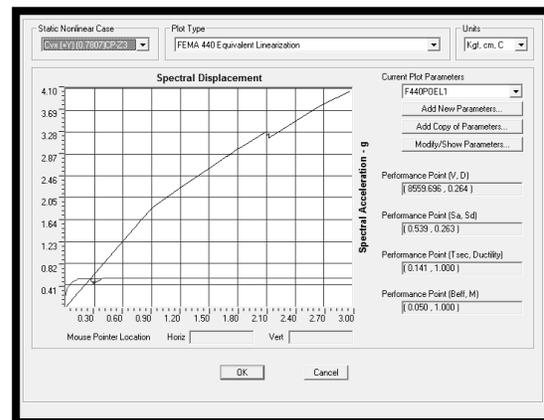
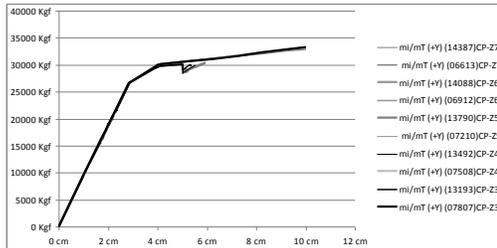


Figura I.163 (0.7807)CP+Sy_{Z3}

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+Y)

MODELO 3.1



MODELO 3.3

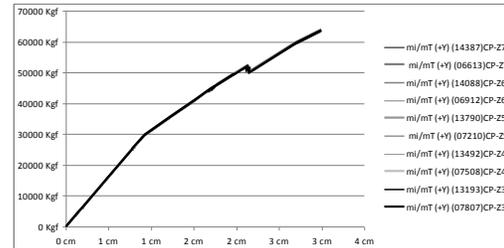


Figura I.164 "Pushover" sin mamp. Figura I.165 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+Y)

MODELO 3.1

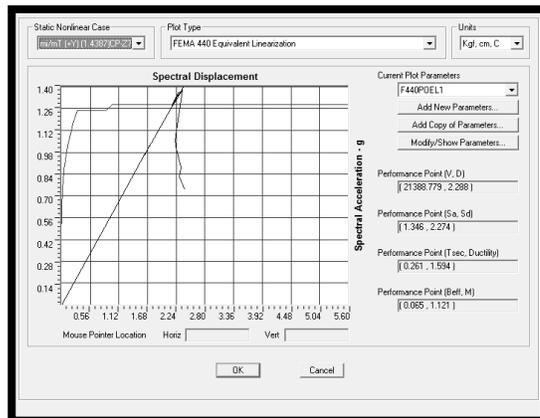


Figura I.166 (1.4387)CP+SyZ7

MODELO 3.3

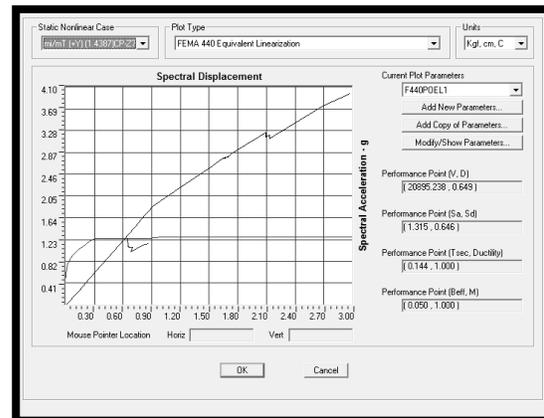


Figura I.167 (1.4387)CP+SyZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

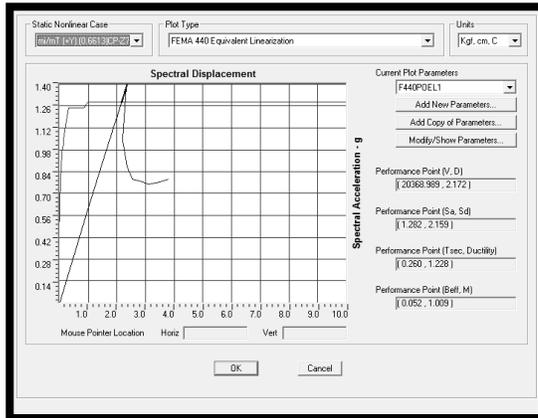


Figura I.168 (0.6613)CP+SyZ7

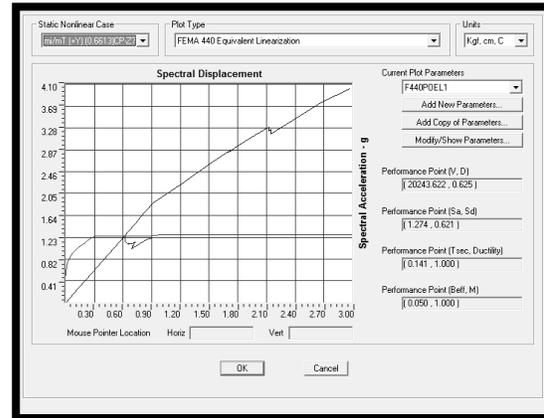


Figura I.169 (0.6613)CP+SyZ7

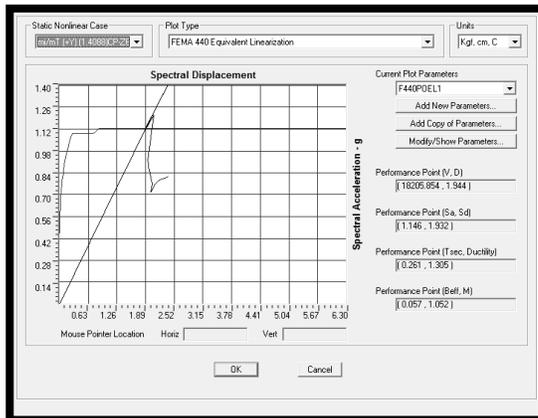


Figura I.170 (1.4088)CP+SyZ6

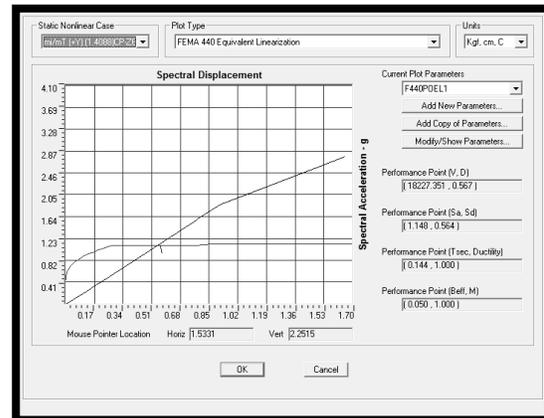


Figura I.171 (1.4088)CP+SyZ6

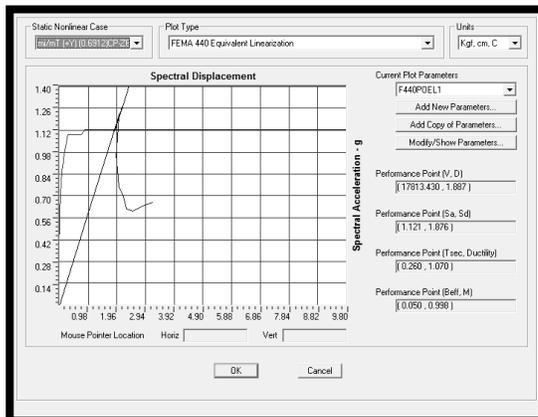


Figura I.172 (0.6912)CP+SyZ6

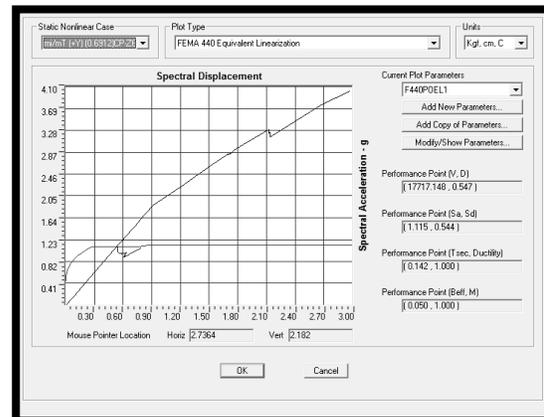


Figura I.173 (0.6912)CP+SyZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

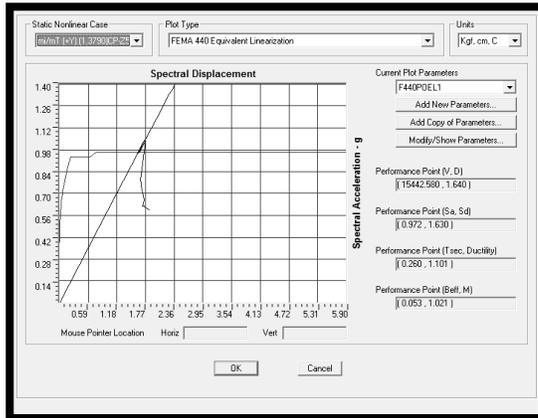


Figura I.174 (1.3790)CP+Sy_{Z5}

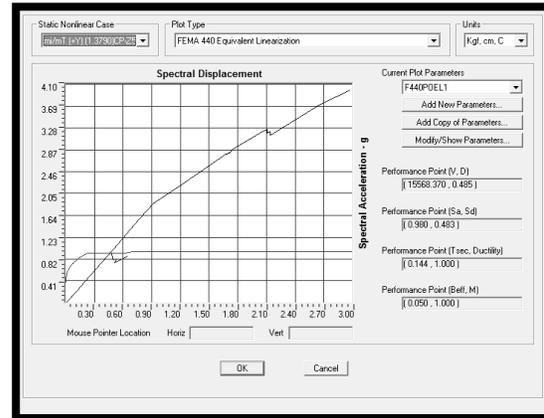


Figura I.175 (1.3790)CP+Sy_{Z5}

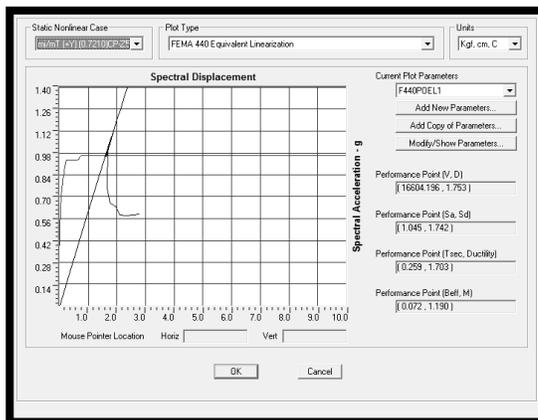


Figura I.176 (0.7210)CP+Sy_{Z5}

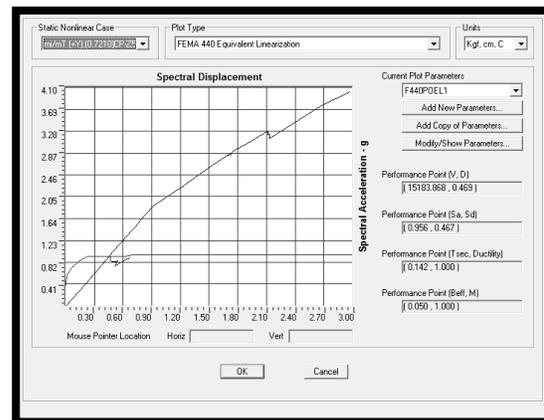


Figura I.177 (0.7210)CP+Sy_{Z5}

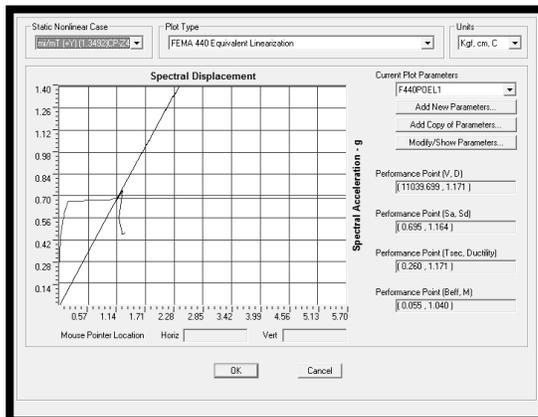


Figura I.178 (1.3492)CP+Sy_{Z4}

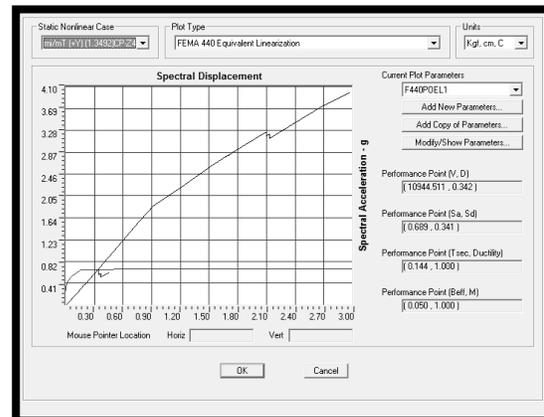


Figura I.179 (1.3492)CP+Sy_{Z4}

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

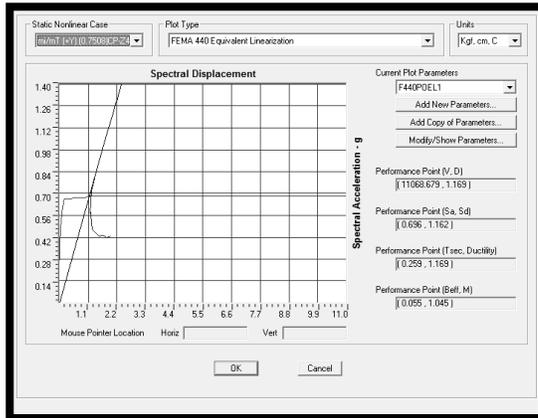


Figura I.180 (0.7508)CP+SyZ4

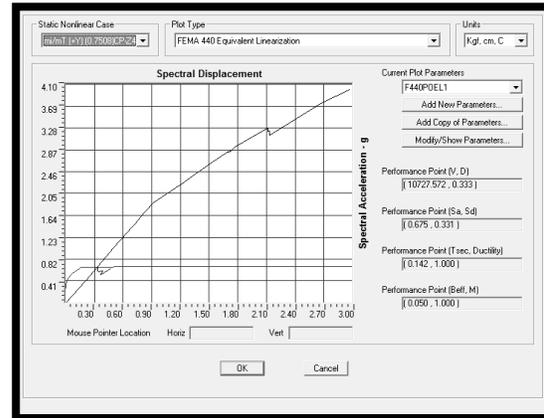


Figura I.181 (0.7508)CP+SyZ4

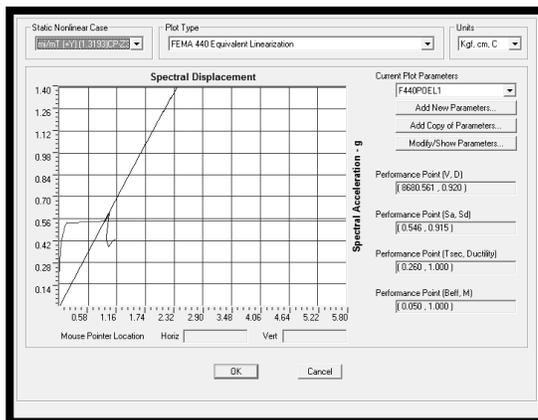


Figura I.182 (1.3193)CP+SyZ3

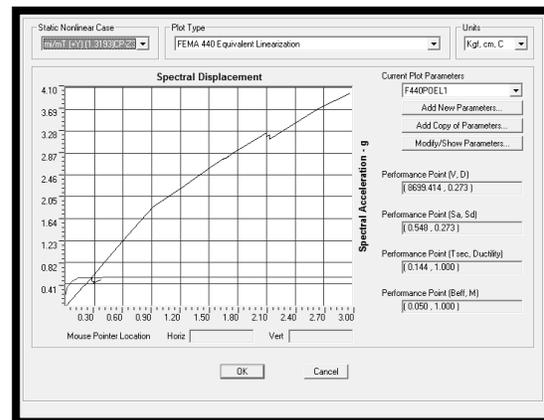


Figura I.183 (1.3193)CP+SyZ3

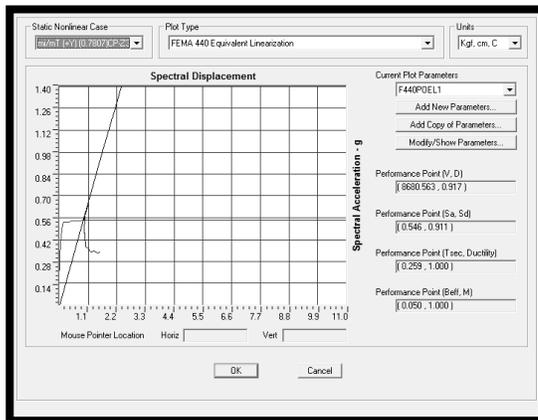


Figura I.184 (0.7807)CP+SyZ3

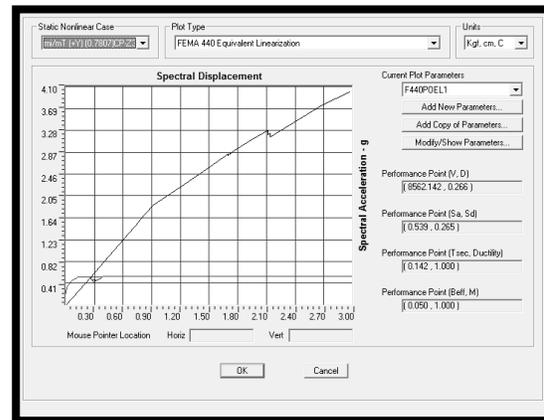


Figura I.185 (0.7807)CP+SyZ3

Tabla I.2

Resumen de los Estados Límites representativos para los puntos de desempeño hayados de los AENL con el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Plycem”).

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("PLYCEM") sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
6	1.4088CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
5	1.3790CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
4	1.3491CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
3	1.3193CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
6	0.6912CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
5	0.7210CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
4	0.7508CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
3	0.7807CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
6	1.4088CP	Conex. en tope de Columnas, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallan a M3 sin afectar la capacidad de la estructura
5	1.3790CP	Conexiones en tope de Columnas están en Cedencia a M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
4	1.3491CP	Conexiones en tope de Columnas están en Cedencia a M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
3	1.3193CP	Conex. en tope de Columnas, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, en Cedencia a M3 sin afectar la capacidad de la estructura

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
6	0.6912CP	Conex. en tope de Columnas, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallan a M3 sin afectar la capacidad de la estructura
5	0.7210CP	Conexiones en tope de Columnas están en Cedencia a M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
4	0.7508CP	Conexiones en tope de Columnas están en Cedencia a M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
3	0.7807CP	Conex. en tope de Columnas, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, en Cedencia a M3 sin afectar la capacidad de la estructura

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("PLYCEM") con Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
6	1.4088CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
5	1.3790CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
4	1.3491CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
3	1.3193CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+X) y m _i /m _T (+X) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
6	0.6912CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
5	0.7210CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
4	0.7508CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
3	0.7807CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global

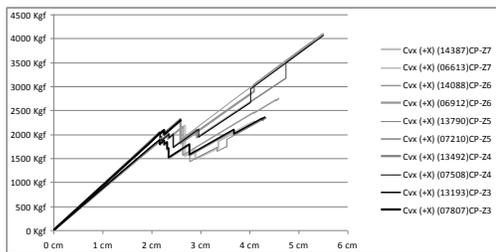
Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
6	1.4088CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
5	1.3790CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
4	1.3491CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
3	1.3193CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C _{vx} (+Y) y m _i /m _T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
6	0.6912CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
5	0.7210CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
4	0.7508CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global
3	0.7807CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global

I.6 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) con y sin mampostería (Modelos 2.1, 2.2 y 2.3).

Curvas de “Pushover” con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+X)

MODELO 2.1



MODELO 2.2

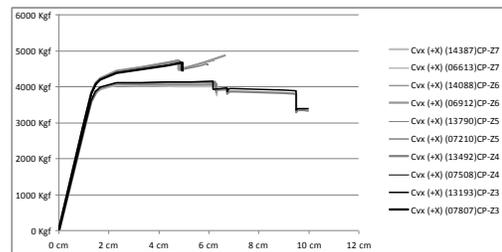


Figura I.186 “Pushover” sin mamp. Figura I.187 “Pushover” con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+X)

MODELO 2.1

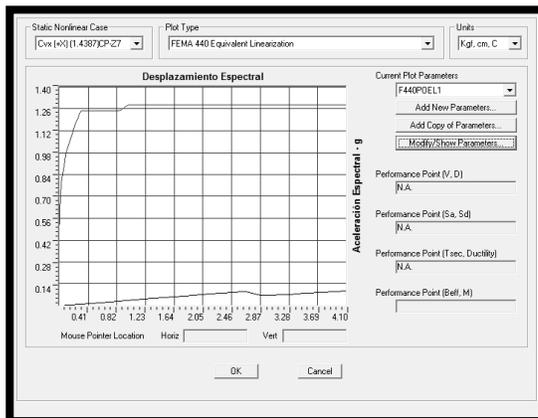


Figura I.188 (1.4387)CP+SxZ7

MODELO 2.2

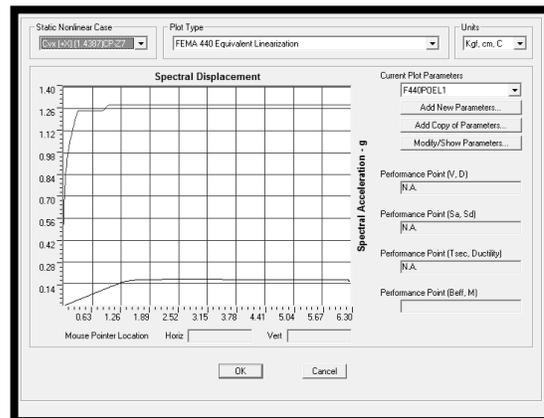


Figura I.189 (1.4387)CP+SxZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

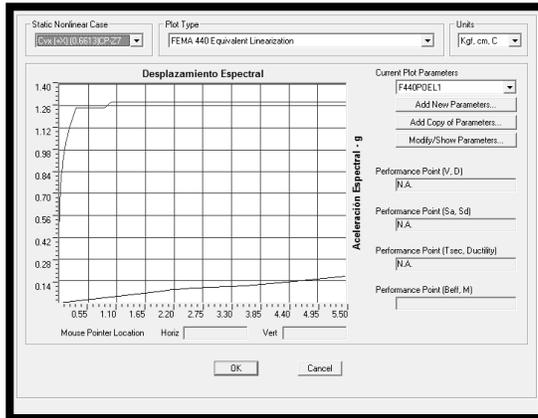


Figura I.190 (0.6613)CP+SxZ7

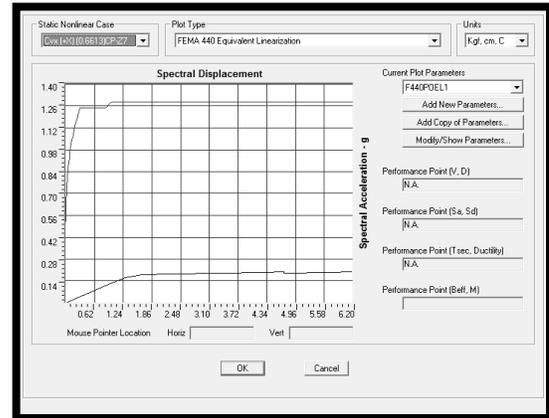


Figura I.191 (0.6613)CP+SxZ7

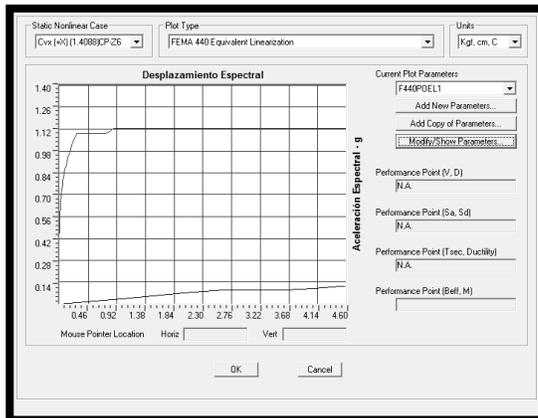


Figura I.192 (1.4088)CP+SxZ6

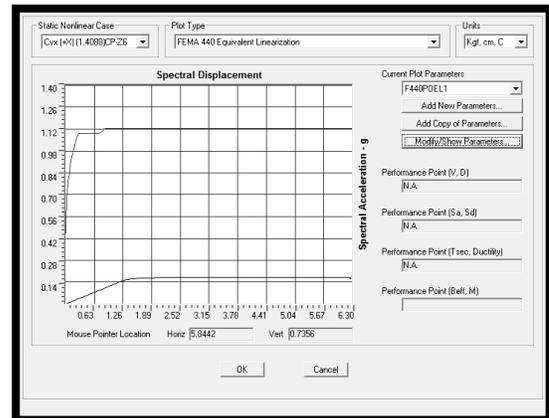


Figura I.193 (1.4088)CP+SxZ6

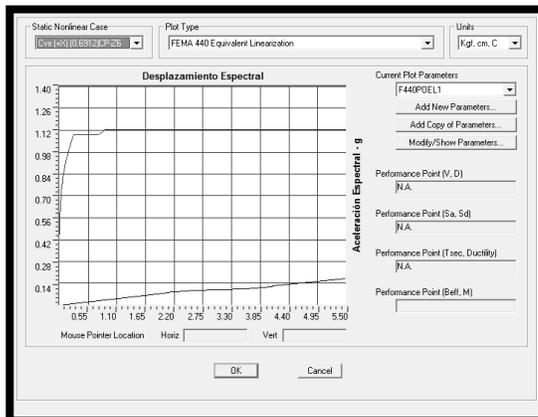


Figura I.194 (0.6912)CP+SxZ6

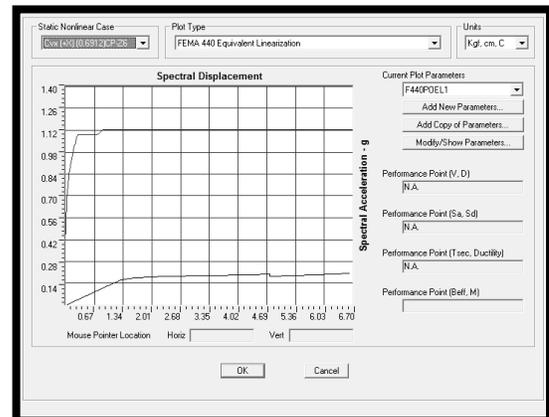


Figura I.195 (0.6912)CP+SxZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

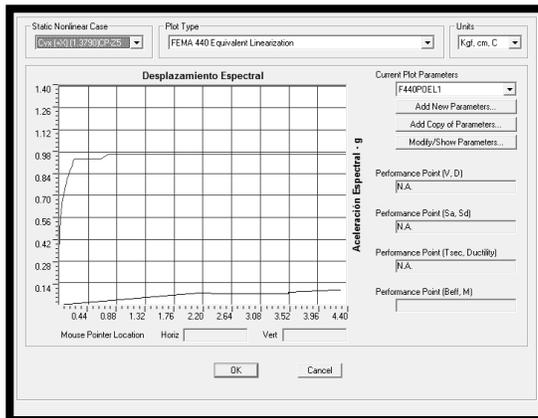


Figura I.196 (1.3790)CP+SxZ5

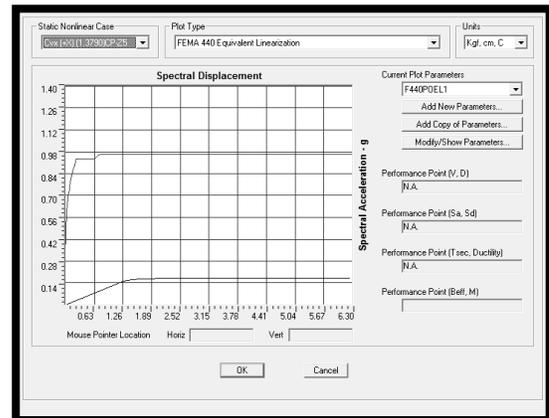


Figura I.197 (1.3790)CP+SxZ5

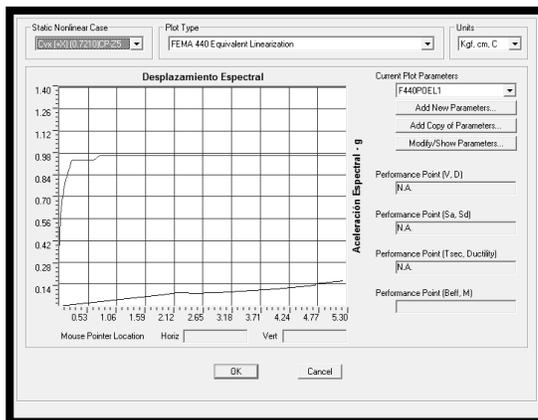


Figura I.198 (0.7210)CP+SxZ5

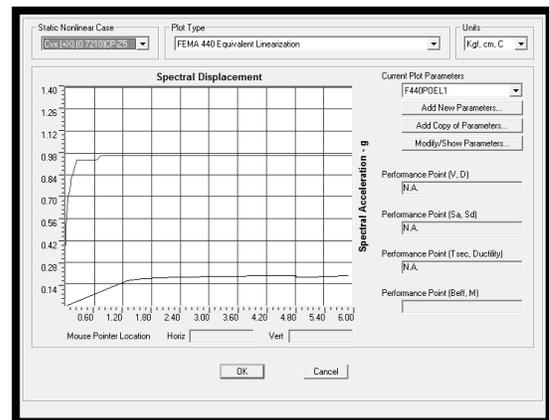


Figura I.199 (0.7210)CP+SxZ5

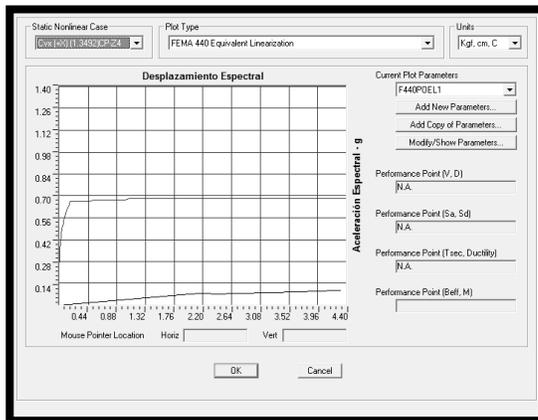


Figura I.200 (1.3492)CP+SxZ4

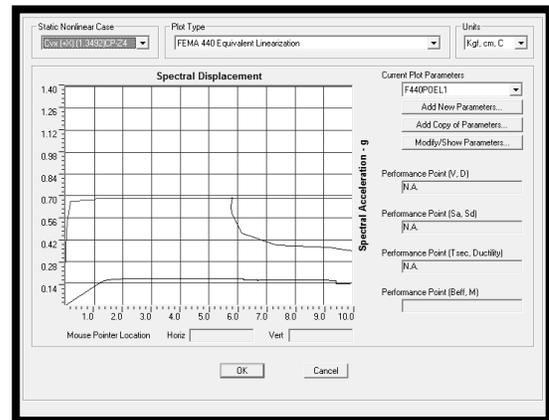


Figura I.201 (1.3492)CP+SxZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

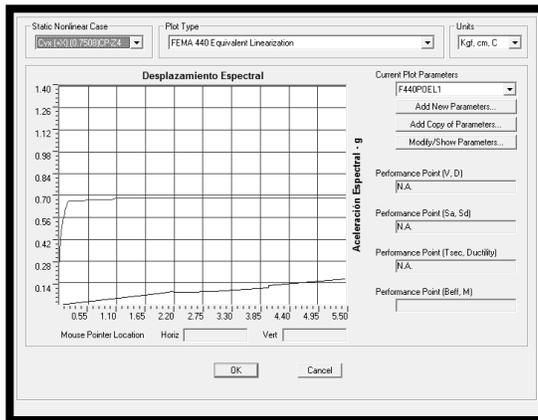


Figura I.202 (0.7508)CP+SxZ4

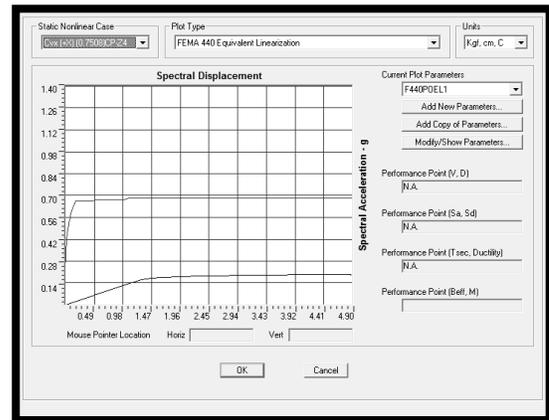


Figura I.203 (0.7508)CP+SxZ4

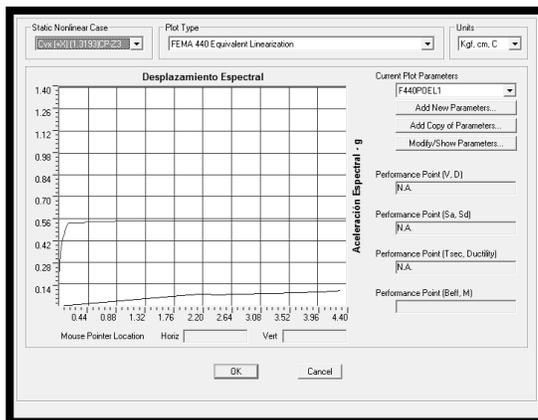


Figura I.204 (1.3193)CP+SxZ3

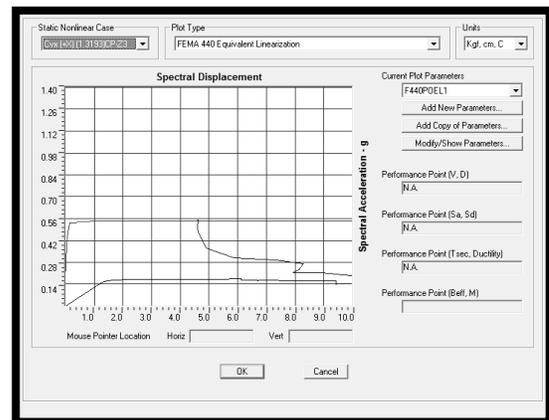


Figura I.205 (1.3193)CP+SxZ3

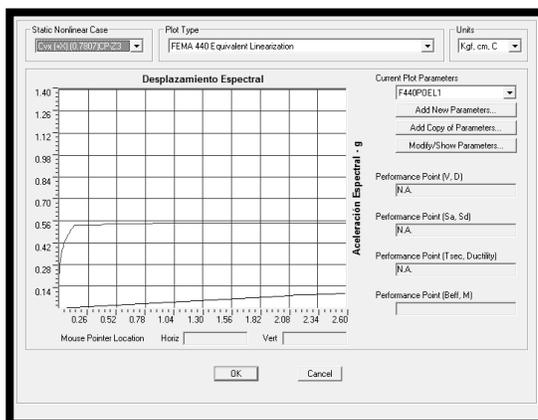


Figura I.206 (0.7807)CP+SxZ3

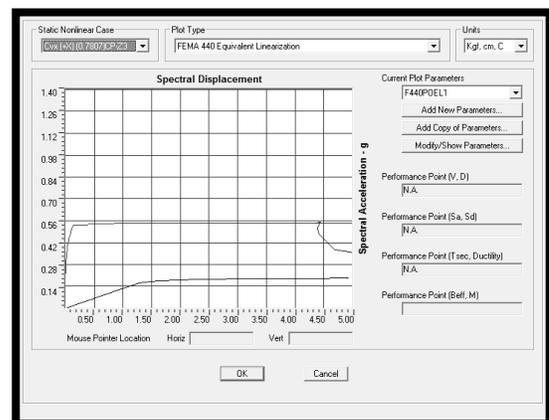


Figura I.207 (0.7807)CP+SxZ3

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+X)

MODELO 2.1



MODELO 2.2

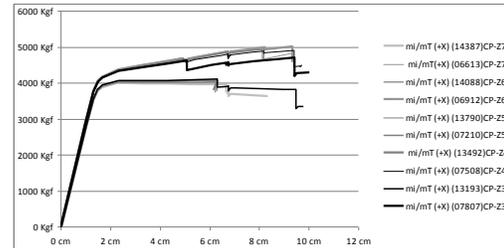


Figura I.208 "Pushover" sin mamp. Figura I.209 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+X)

MODELO 2.1

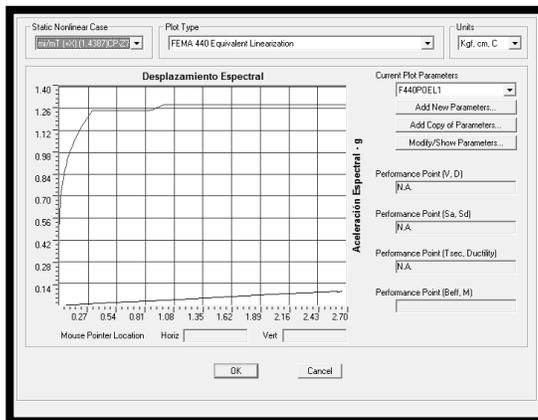


Figura I.210 (1.4387)CP+SxZ7

MODELO 2.2

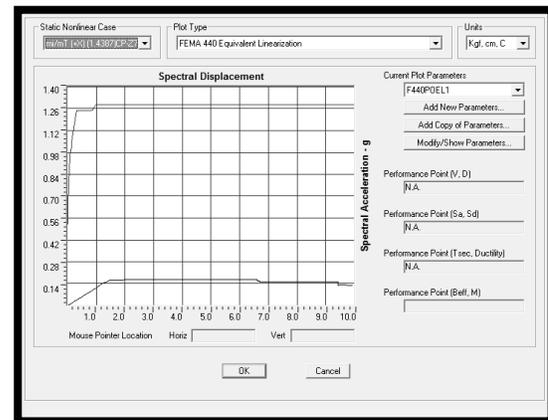


Figura I.211 (1.4387)CP+SxZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

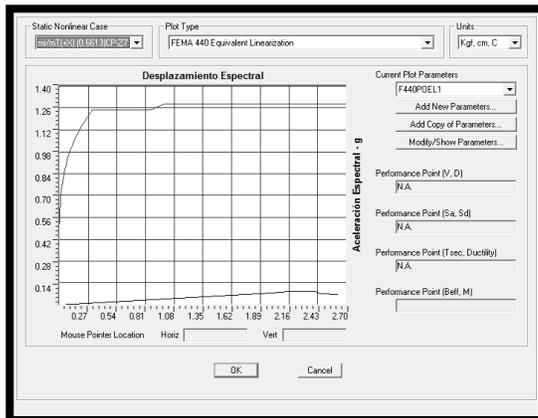


Figura I.212 (0.6613)CP+SxZ7

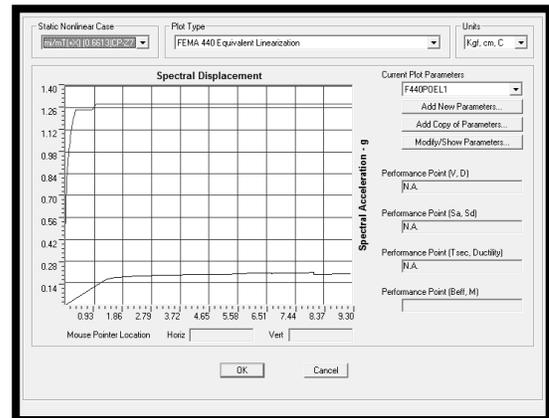


Figura I.213 (0.6613)CP+SxZ7

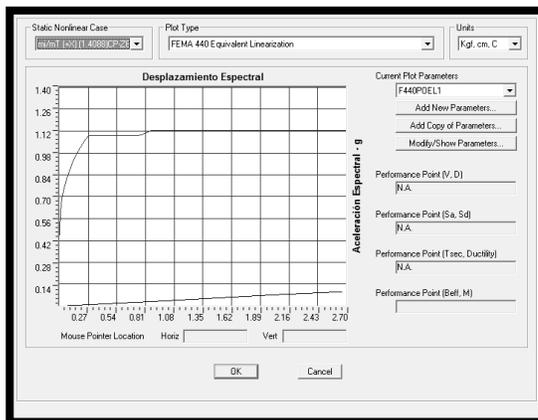


Figura I.214 (1.4088)CP+SxZ6

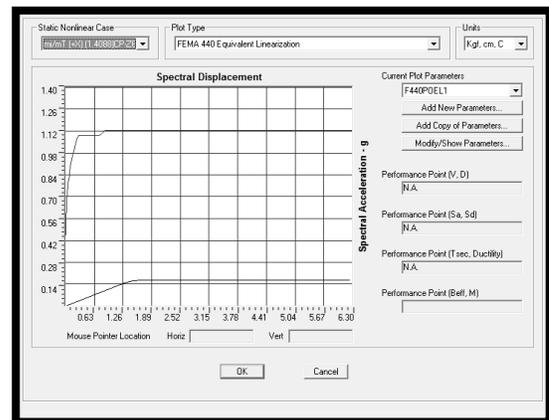


Figura I.215 (1.4088)CP+SxZ6

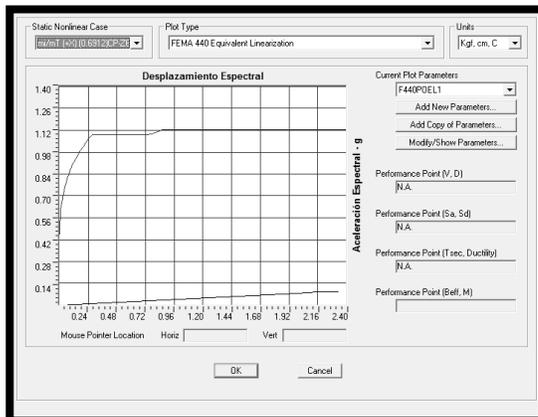


Figura I.216 (0.6912)CP+SxZ6

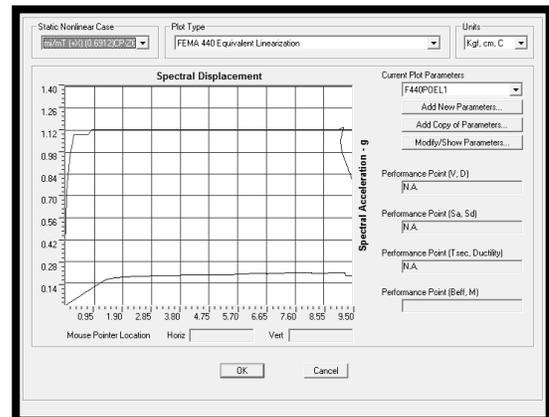


Figura I.217 (0.6912)CP+SxZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

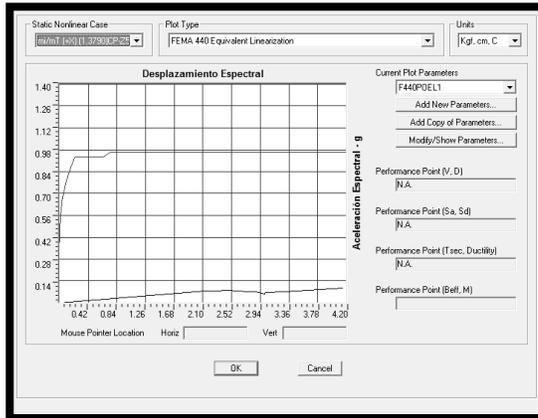


Figura I.218 (1.3790)CP+SxZ5

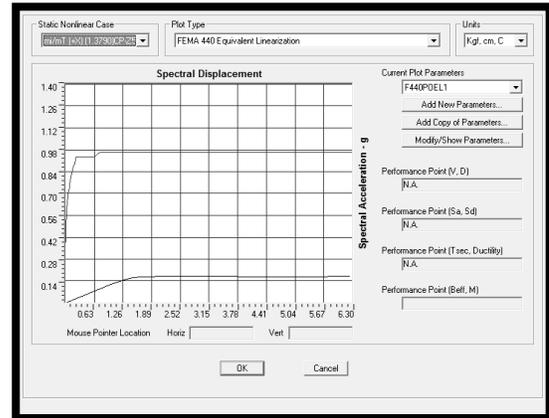


Figura I.219 (1.3790)CP+SxZ5

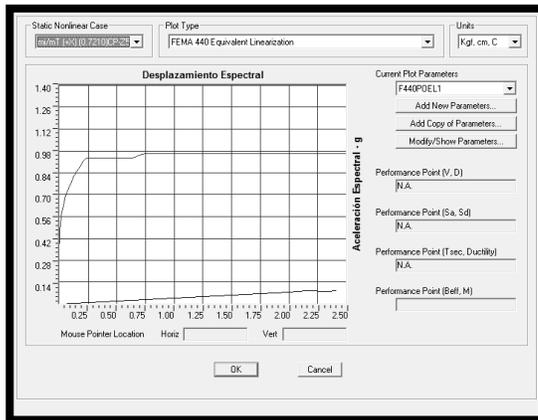


Figura I.220 (0.7210)CP+SxZ5

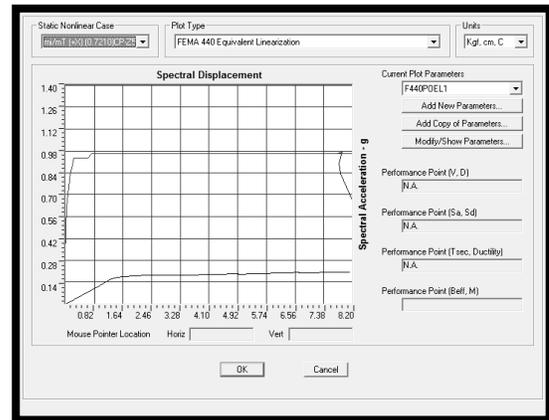


Figura I.221 (0.7210)CP+SxZ5

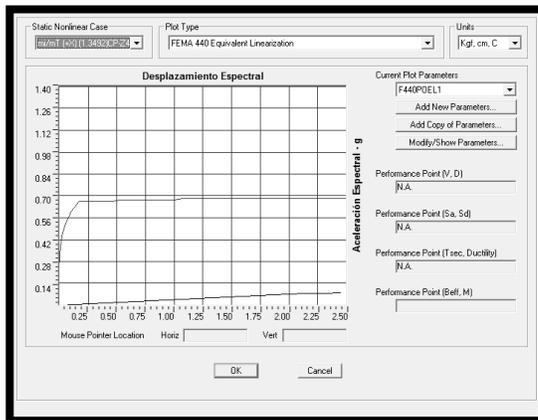


Figura I.222 (1.3492)CP+SxZ4

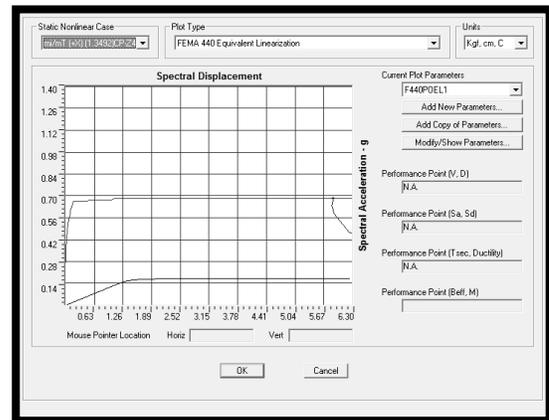


Figura I.223 (1.3492)CP+SxZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

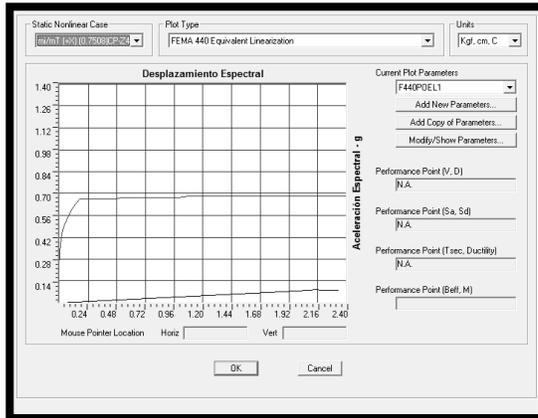


Figura I.224 (0.7508)CP+SxZ4

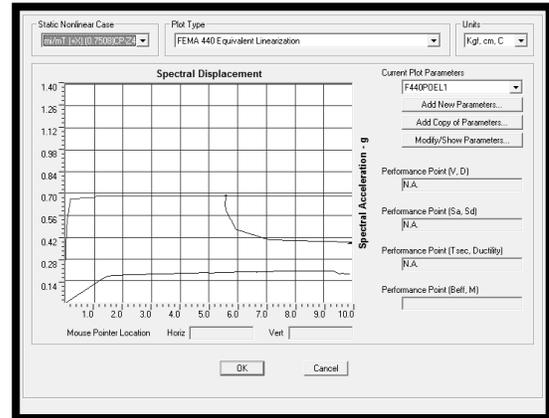


Figura I.225 (0.7508)CP+SxZ4

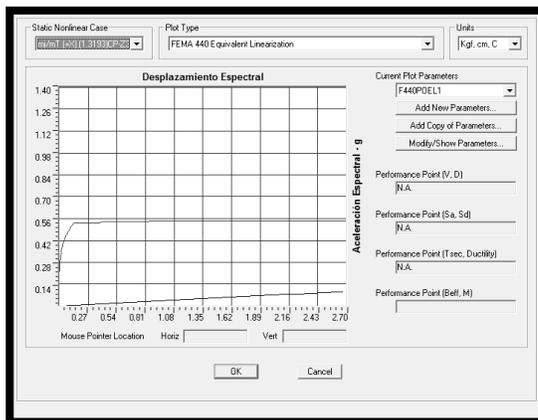


Figura I.226 (1.3193)CP+SxZ3

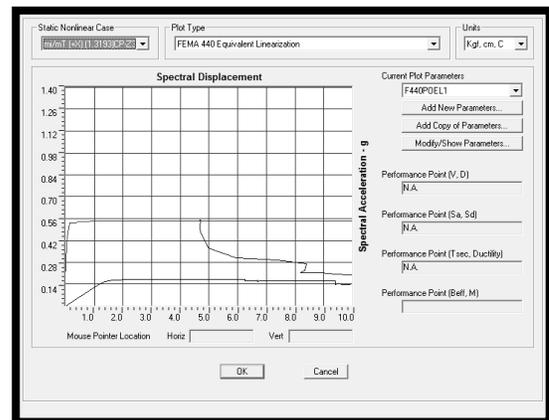


Figura I.227 (1.3193)CP+SxZ3

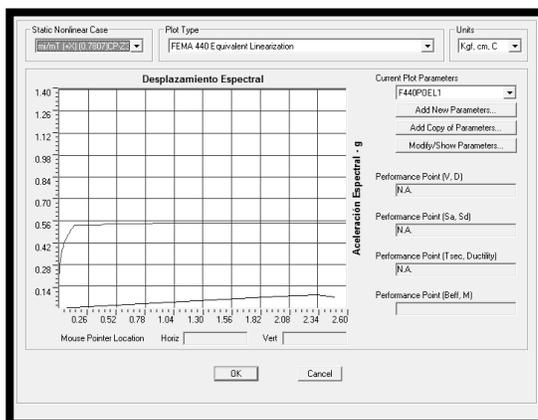


Figura I.228 (0.7807)CP+SxZ3

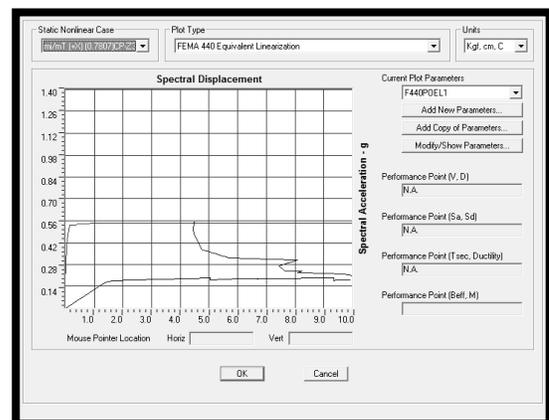
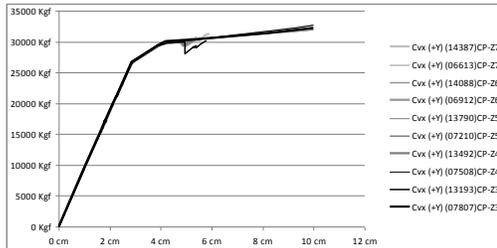


Figura I.229 (0.7807)CP+SxZ3

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+Y)

MODELO 2.1



MODELO 2.3

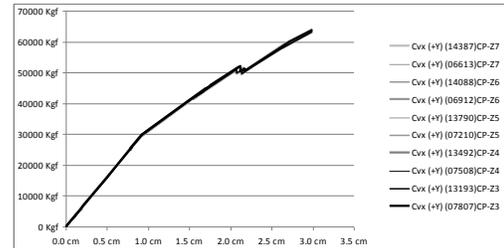


Figura I.230 "Pushover" sin mamp. Figura I.231 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga Cvx en la dirección (+Y)

MODELO 2.1

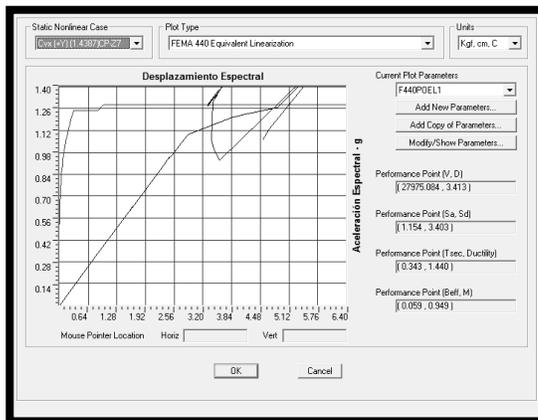


Figura I.232 (1.4387)CP+Sy_{Z7}

MODELO 2.3

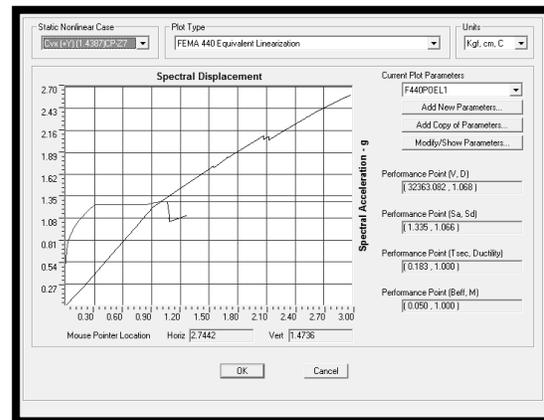


Figura I.233 (1.4387)CP+Sy_{Z7}

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)

Anexo I

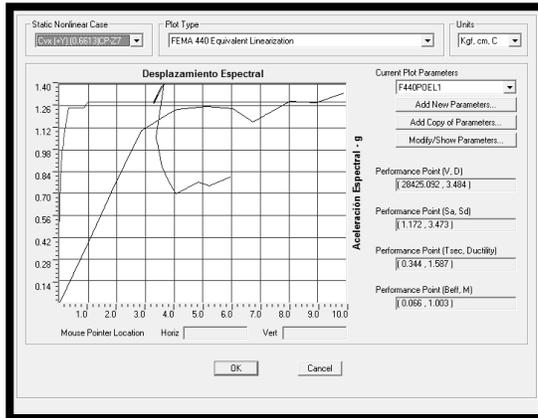


Figura I.234 (0.6613)CP+SyZ7

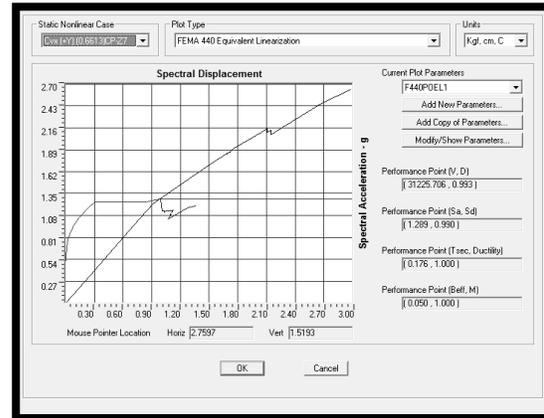


Figura I.235 (0.6613)CP+SyZ7

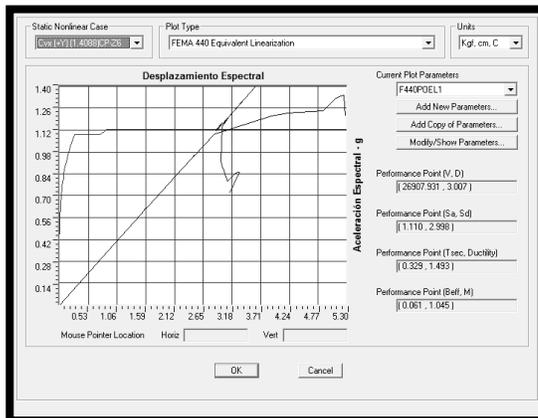


Figura I.236 (1.4088)CP+SyZ6

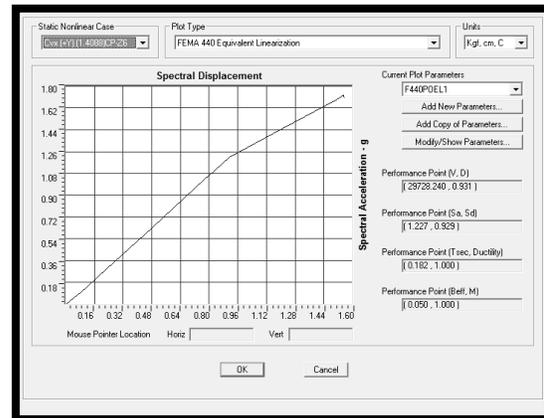


Figura I.237 (1.4088)CP+SyZ6

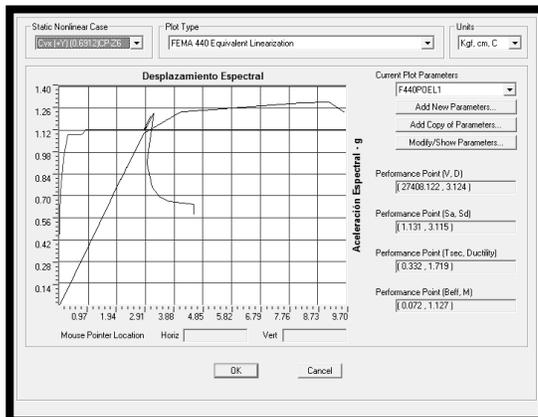


Figura I.238 (0.6912)CP+SyZ6

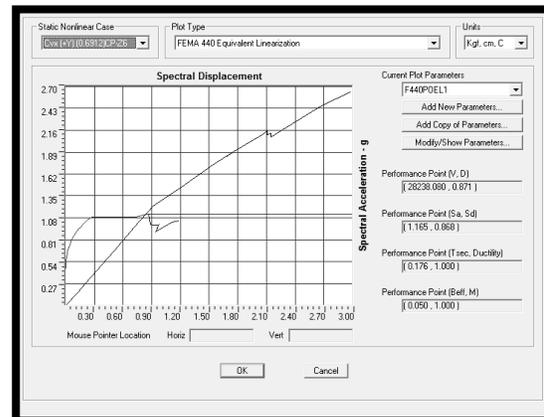


Figura I.239 (0.6912)CP+SyZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

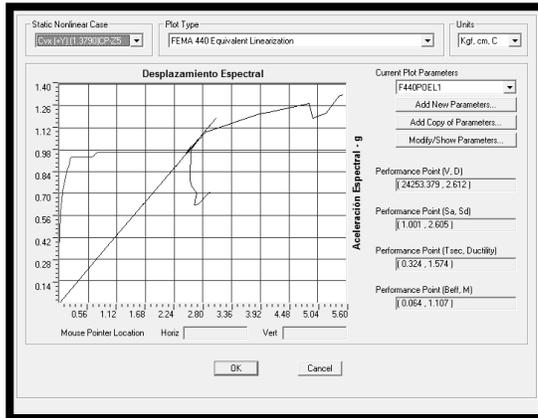


Figura I.240 (1.3790)CP+SyZ5

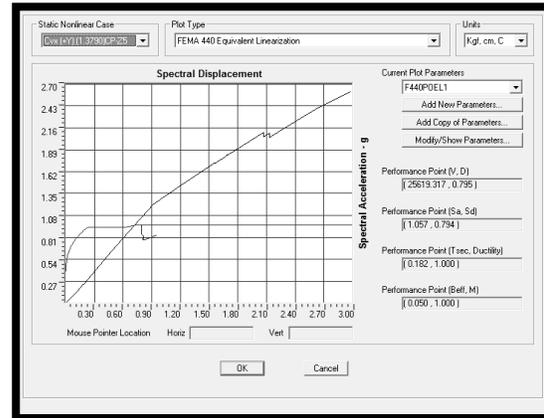


Figura I.241 (1.3790)CP+SyZ5

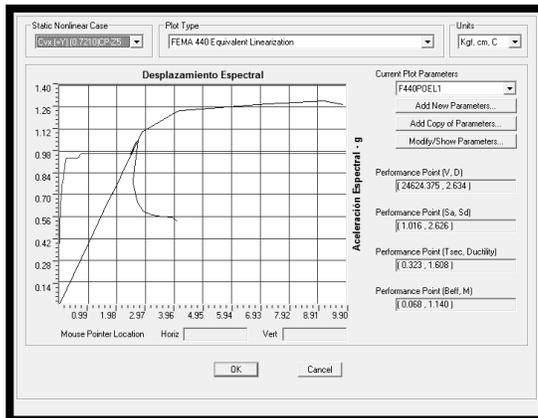


Figura I.242 (0.7210)CP+SyZ5

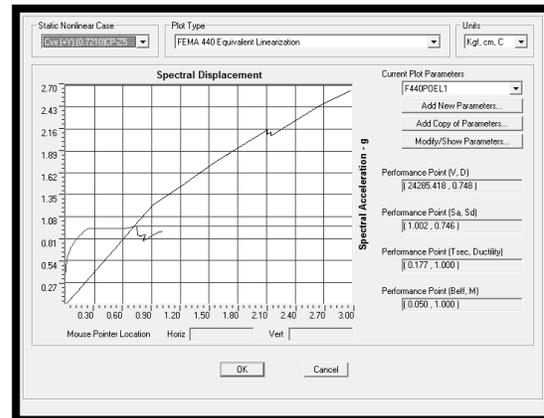


Figura I.243 (0.7210)CP+SyZ5

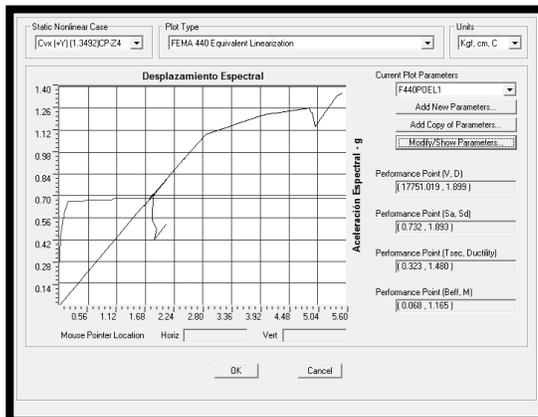


Figura I.244 (1.3492)CP+SyZ4

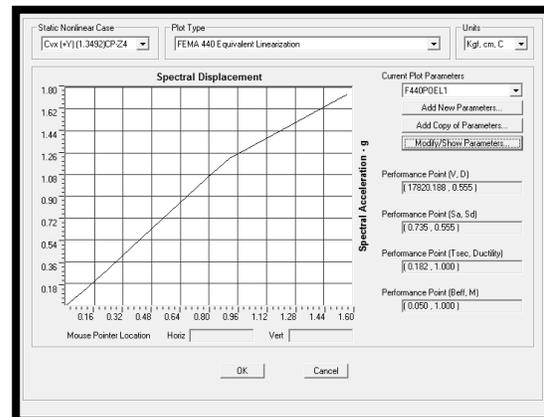


Figura I.245 (1.3492)CP+SyZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

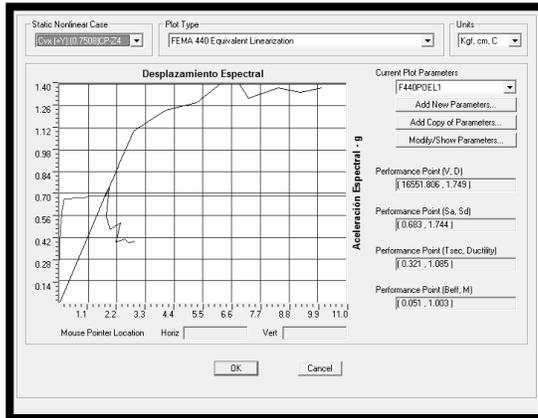


Figura I.246 (0.7508)CP+SyZ4

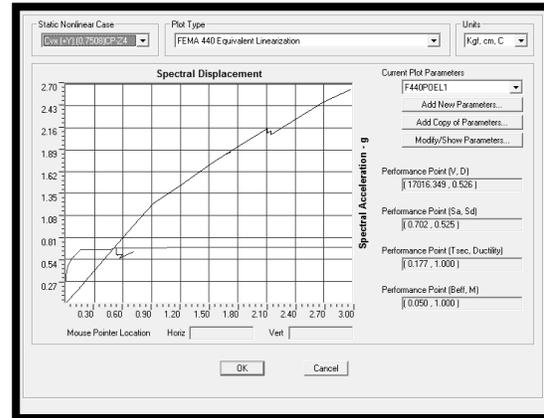


Figura I.247 (0.7508)CP+SyZ4

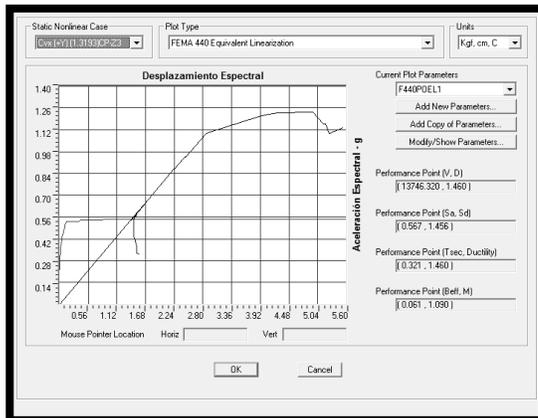


Figura I.248 (1.3193)CP+SyZ3

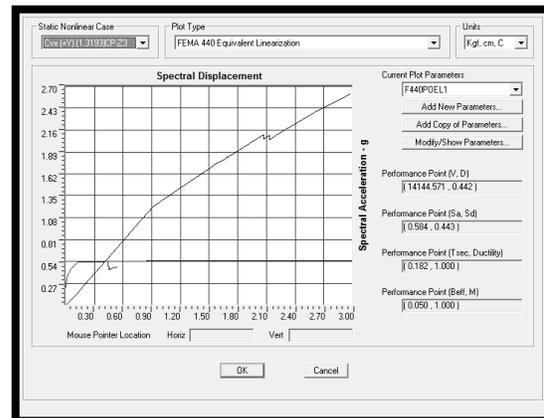


Figura I.249 (1.3193)CP+SyZ3

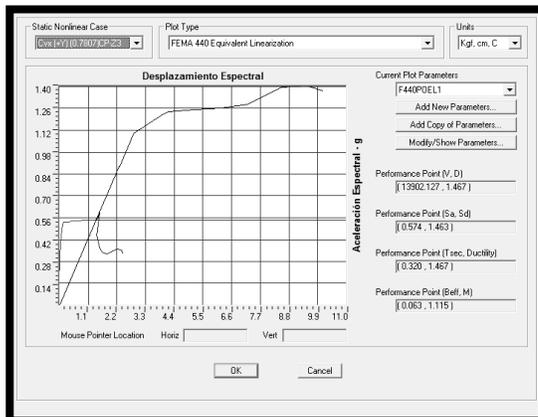


Figura I.250 (0.7807)CP+SyZ3

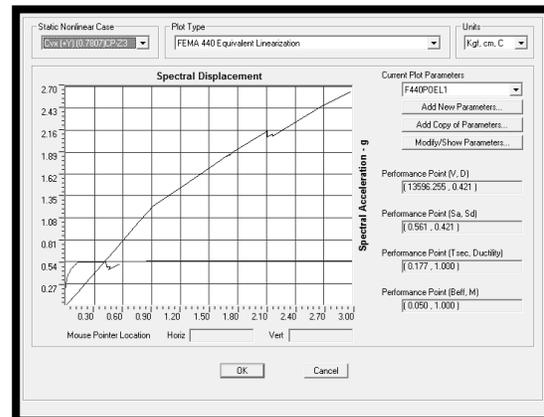
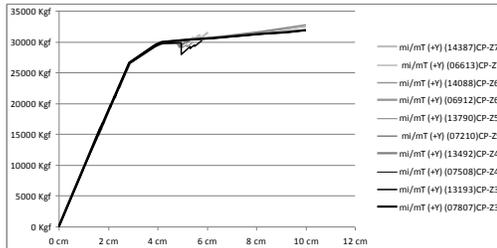


Figura I.251 (0.7807)CP+SyZ3

Curvas de "Pushover" con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+Y)

MODELO 2.1



MODELO 2.3

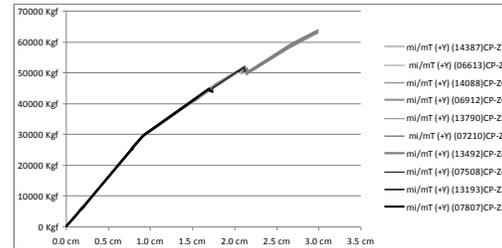


Figura I.252 "Pushover" sin mamp. Figura I.253 "Pushover" con mamp.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga m_i/m_T en la dirección (+Y)

MODELO 2.1

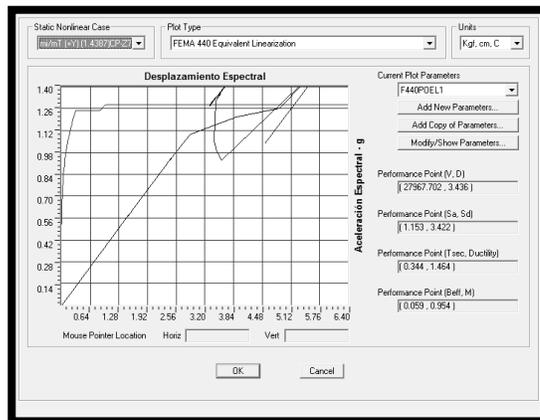


Figura I.254 (1.4387)CP+SyZ7

MODELO 2.3

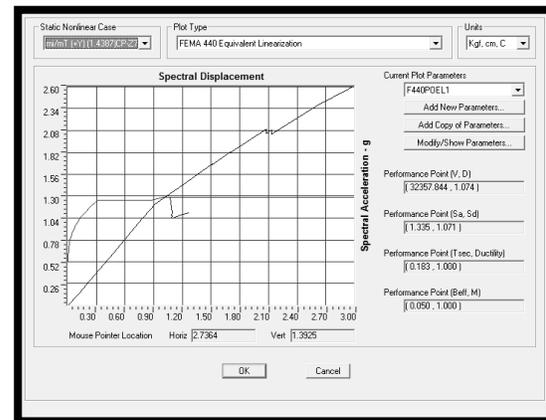


Figura I.255 (1.4387)CP+SyZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

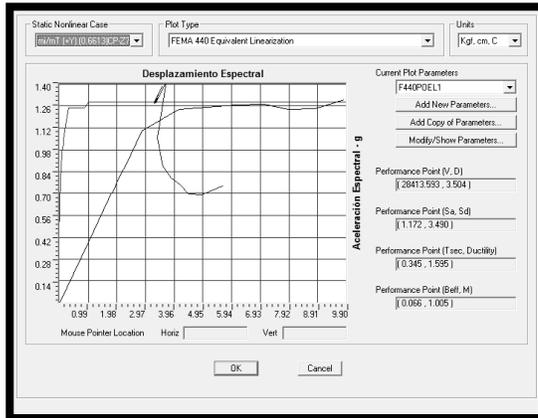


Figura I.256 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

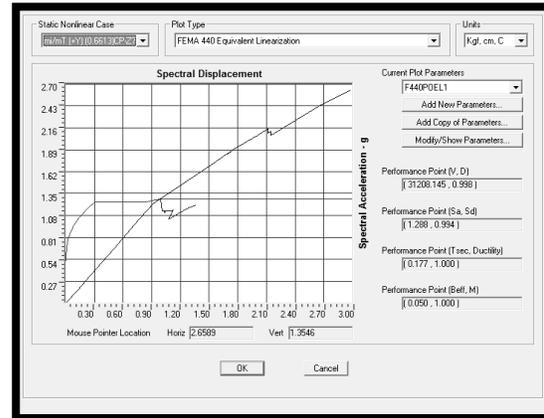


Figura I.257 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

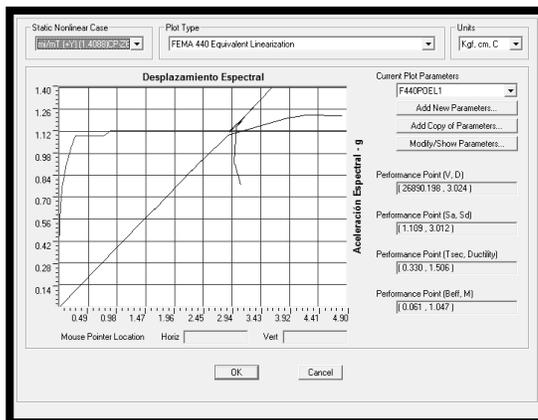


Figura I.258 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

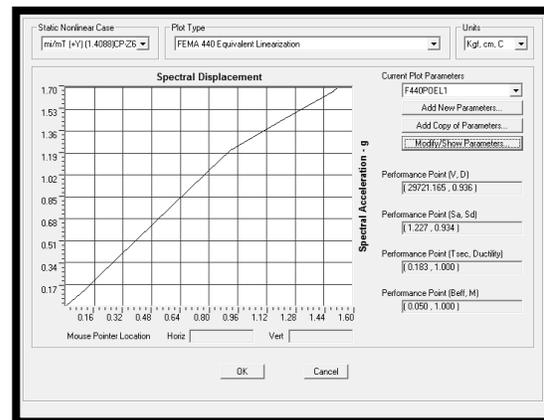


Figura I.259 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

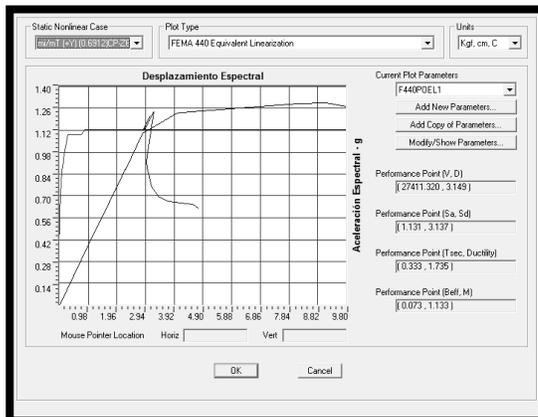


Figura I.260 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

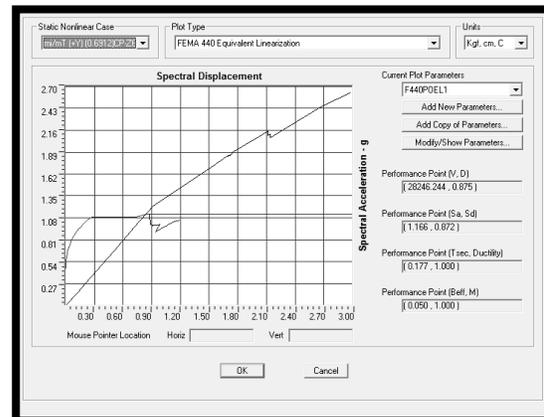


Figura I.261 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

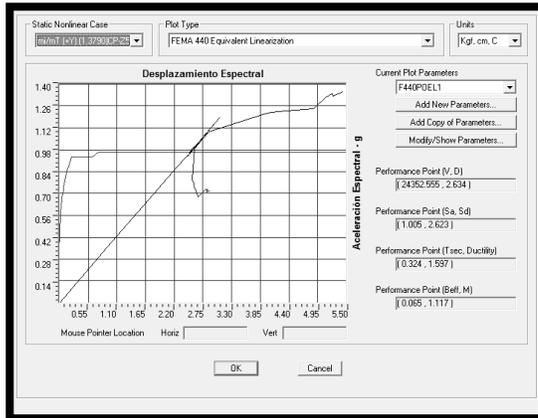


Figura I.262 (1.3790)CP+SyZ5

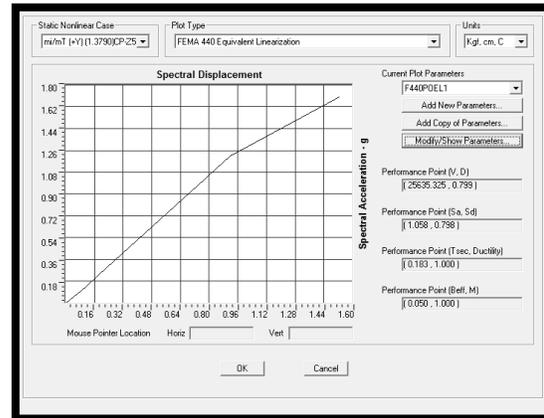


Figura I.263 (1.3790)CP+SyZ5

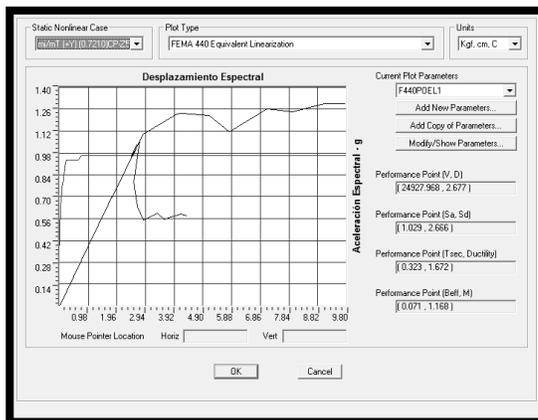


Figura I.264 (0.7210)CP+SyZ5

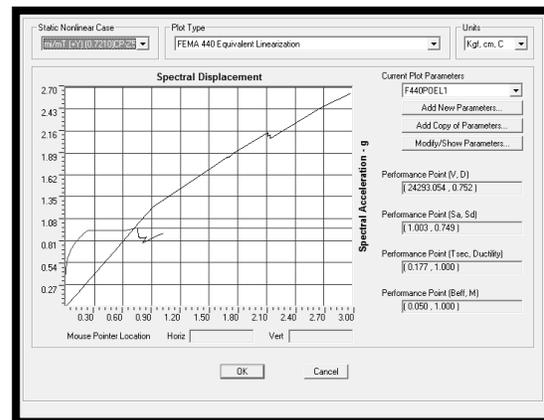


Figura I.265 (0.7210)CP+SyZ5

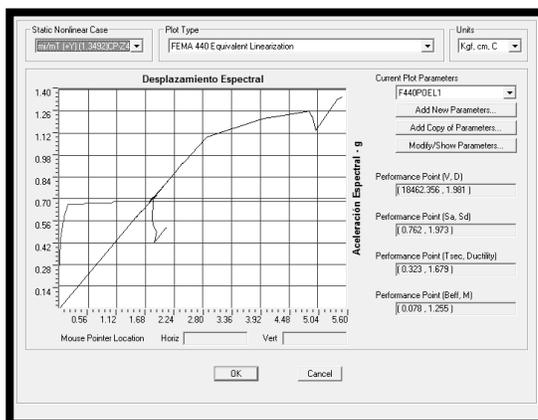


Figura I.266 (1.3492)CP+SyZ4

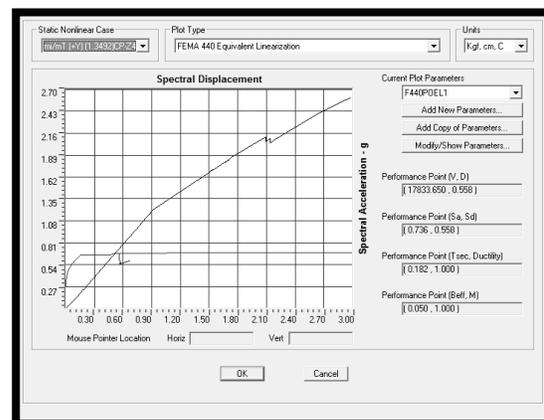


Figura I.267 (1.3492)CP+SyZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

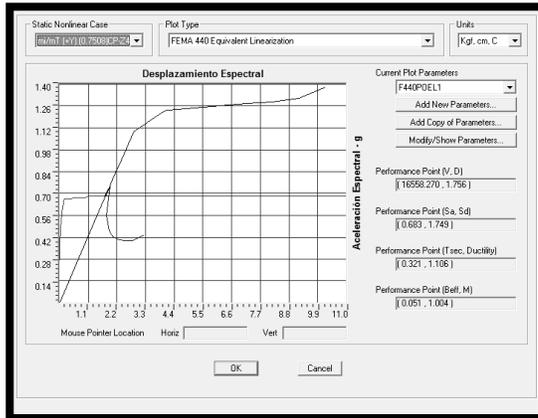


Figura I.268 (0.7508)CP+SyZ4

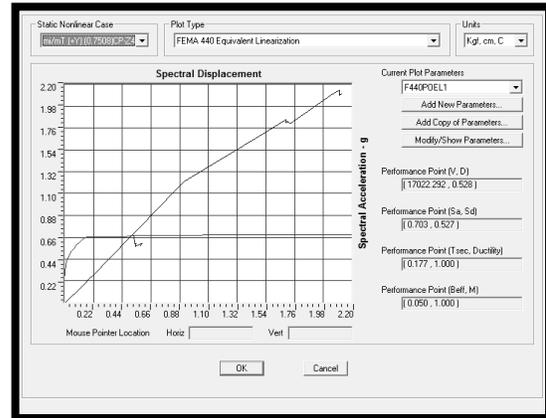


Figura I.269 (0.7508)CP+SyZ4

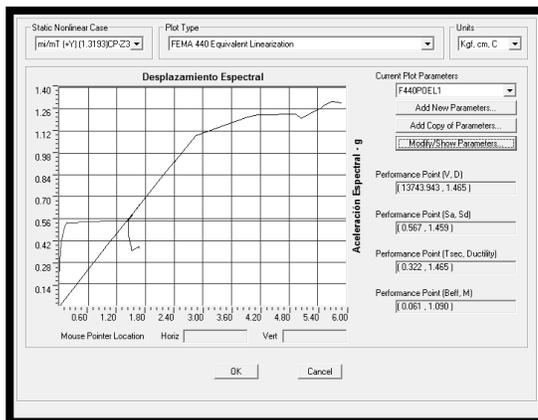


Figura I.270 (1.3193)CP+SyZ3

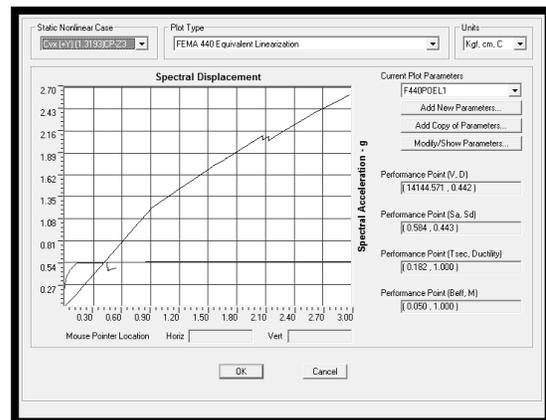


Figura I.271 (1.3193)CP+SyZ3

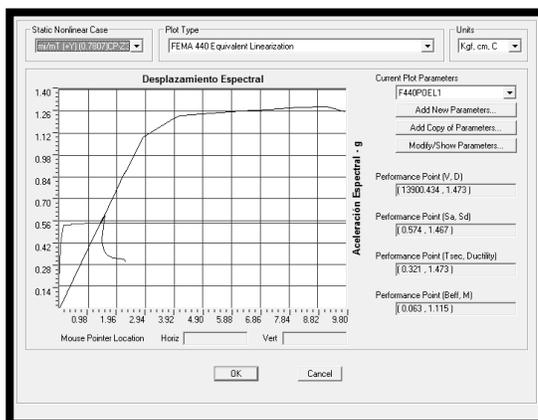


Figura I.272 (0.7807)CP+SyZ3

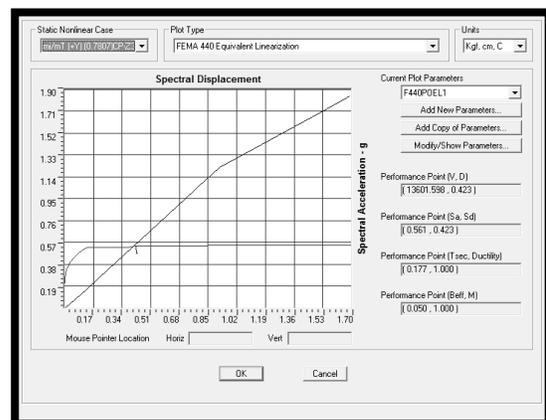


Figura I.273 (0.7807)CP+SyZ3

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

Tabla I.3

Resumen de los Estados Límites representativos para los puntos de desempeño hayados de los AENL con el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (“Riplex”).

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - (“RIPLEX”) sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+X) y m_i/m_T (+X) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
6	1.4088CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
5	1.3790CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
4	1.3491CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
3	1.3193CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+X) y m_i/m_T (+X) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
6	0.6912CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
5	0.7210CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
4	0.7508CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral
3	0.7807CP	Conexiones de Vigas de Amarre Fallan a Momento M3 causando inestabilidad global por la escasa rigides lateral

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+Y) y m_i/m_T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
6	1.4088CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
5	1.3790CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
4	1.3491CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
3	1.3193CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+Y) y m_i/m_T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
6	0.6912CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
5	0.7210CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
4	0.7508CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
3	0.7807CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - (“RIPLEX”) con Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+X) y m_i/m_T (+X) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
6	1.4088CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
5	1.3790CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
4	1.3491CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
3	1.3193CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+X) y m_i/m_T (+X) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
6	0.6912CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
5	0.7210CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
4	0.7508CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global
3	0.7807CP	Columnas en Cedencia P-M3, justo en conex. con Biela Eq. y Falla de mampostería con abertura, causando inestabilidad global

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+Y) y m_i/m_T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
6	1.4088CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
5	1.3790CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
4	1.3491CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
3	1.3193CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global

Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+Y) y m_i/m_T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
6	0.6912CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
5	0.7210CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
4	0.7508CP	Conex. en tope de Col, en la dir. próx. a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 igual que las Bielas Eq., causando inestabilidad global
3	0.7807CP	Conexión en tope de Columnas, en la dirección próxima a las cargas aplicadas, Fallaron a M3 causando inestabilidad global

I.7 Resultados de los AENL. Curvas de “Pushover” y Resultados del Procedimiento C del Método Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad (FEMA 440), obtenidos para las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) más una propuesta de refuerzo adicional mediante arriostramientos diagonales (Modelos 4).

Curvas de “Pushover” con Patrones de Carga C_{vx} y m_i/m_T en la dirección (+X)

PATRÓN C_{vx} (+X)

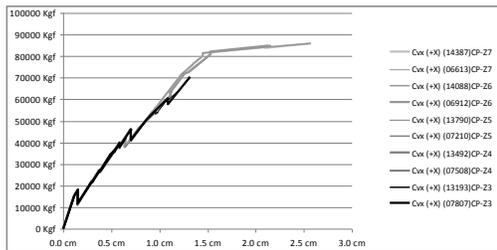


Figura I.274 Curvas de “Pushover”.

PATRÓN m_i/m_T (+X)

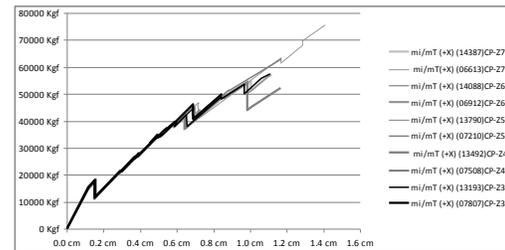


Figura I.275 Curvas de “Pushover”.

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga C_{vx} y m_i/m_T en la dirección (+X)

PATRÓN C_{vx} (+X)

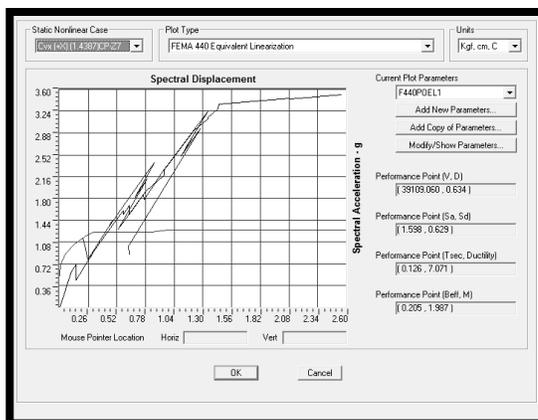


Figura I.276 (1.4387)CP+SxZ7

PATRÓN m_i/m_T (+X)

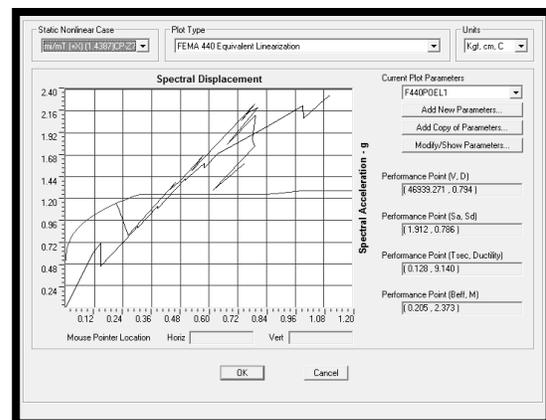


Figura I.277 (1.4387)CP+SxZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

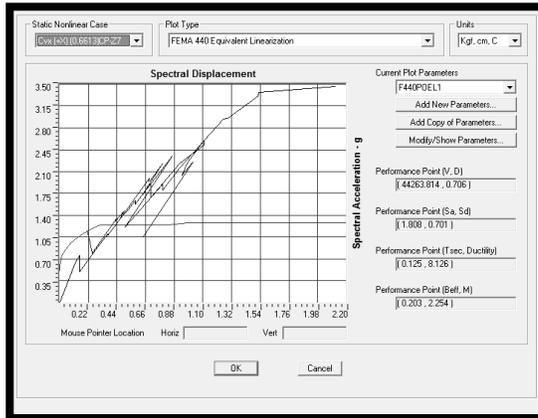


Figura I.278 (0.6613)CP+SxZ7

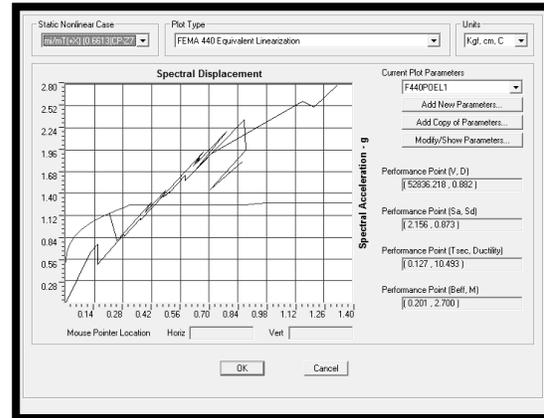


Figura I.279 (0.6613)CP+SxZ7

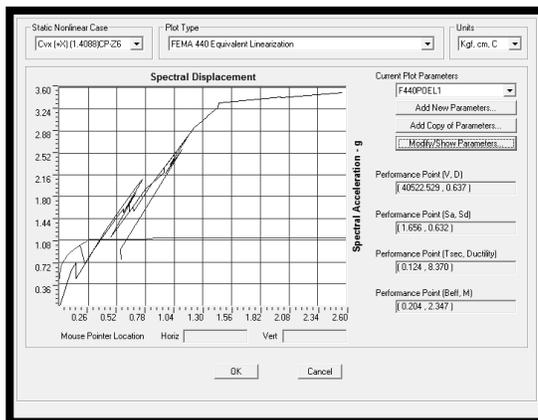


Figura I.280 (1.4088)CP+SxZ6

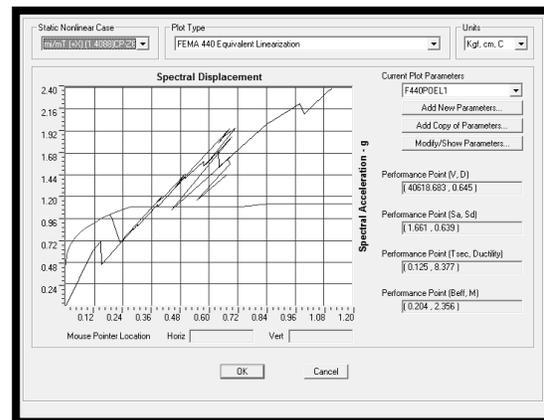


Figura I.281 (1.4088)CP+SxZ6

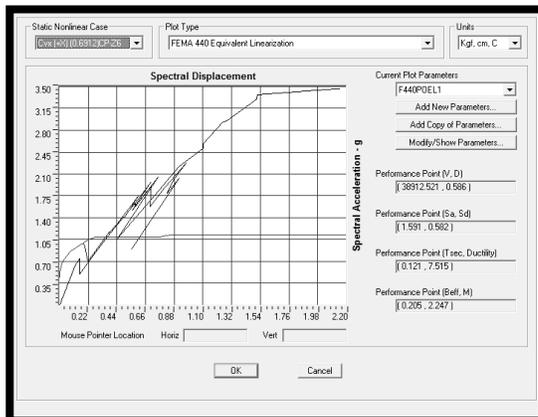


Figura I.282 (0.6912)CP+SxZ6

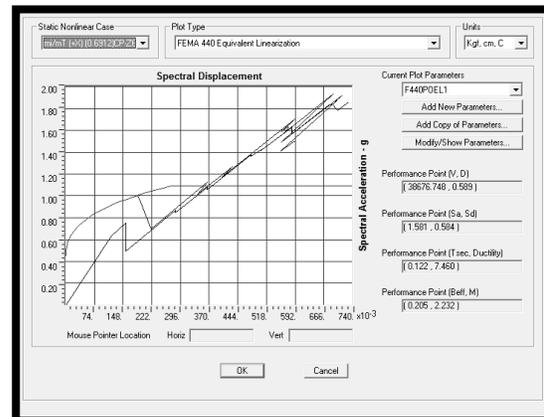


Figura I.283 (0.6912)CP+SxZ6

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

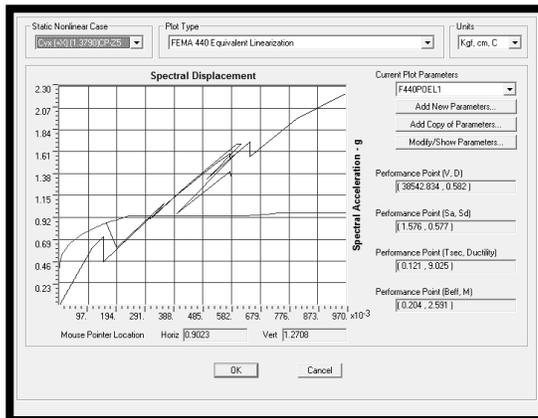


Figura I.284 (1.3790)CP+SxZ5

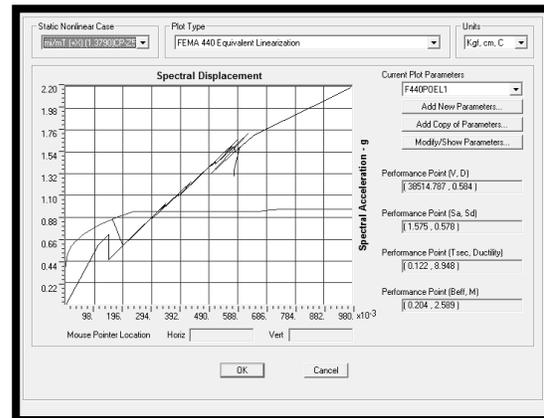


Figura I.285 (1.3790)CP+SxZ5

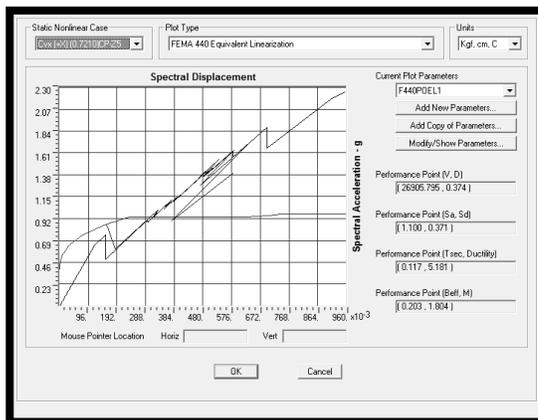


Figura I.286 (0.7210)CP+SxZ5

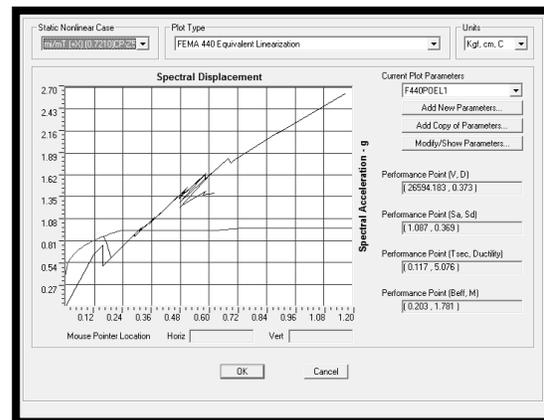


Figura I.287 (0.7210)CP+SxZ5

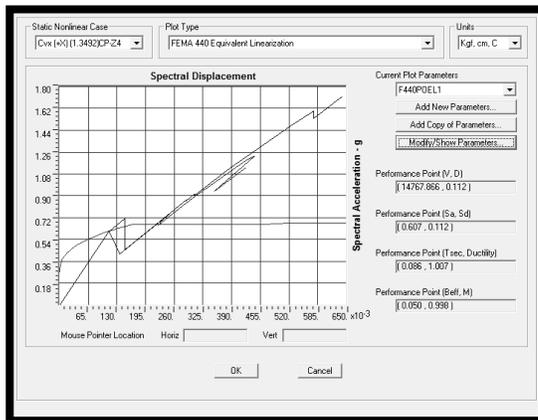


Figura I.288 (1.3492)CP+SxZ4

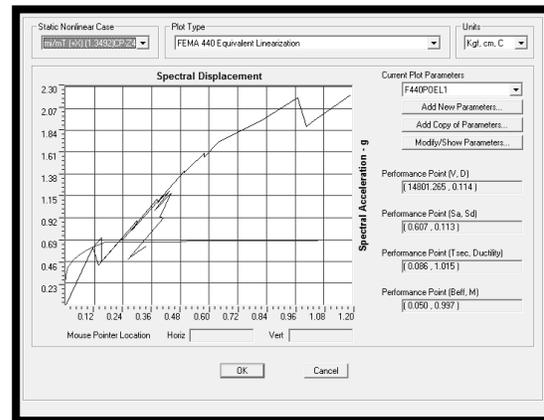


Figura I.289 (1.3492)CP+SxZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

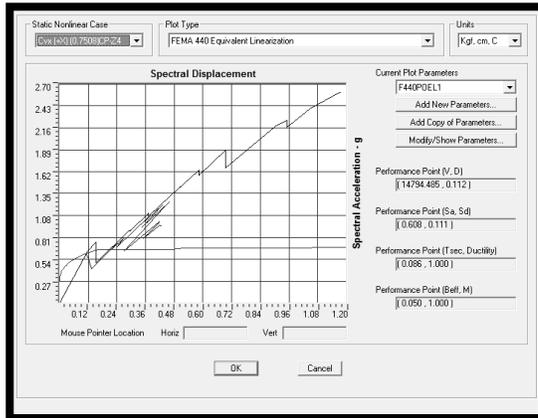


Figura I.290 (0.7508)CP+SxZ4

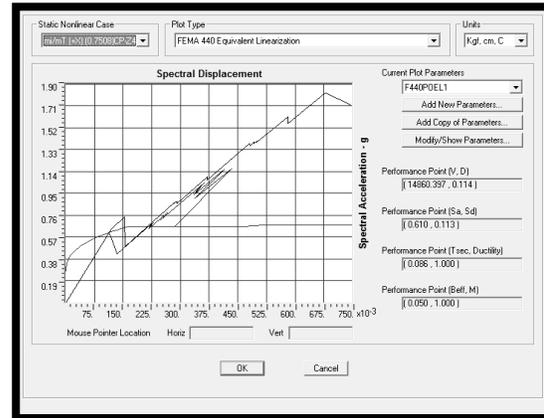


Figura I.291 (0.7508)CP+SxZ4

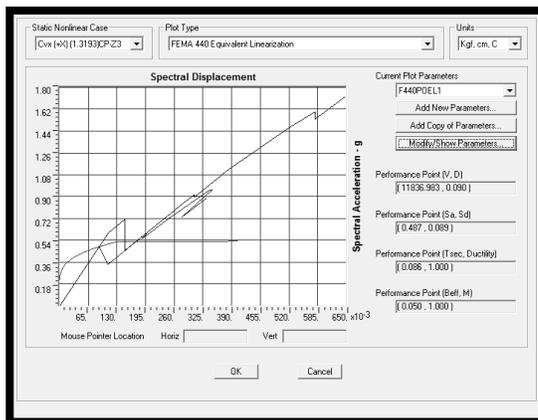


Figura I.292 (1.3193)CP+SxZ3

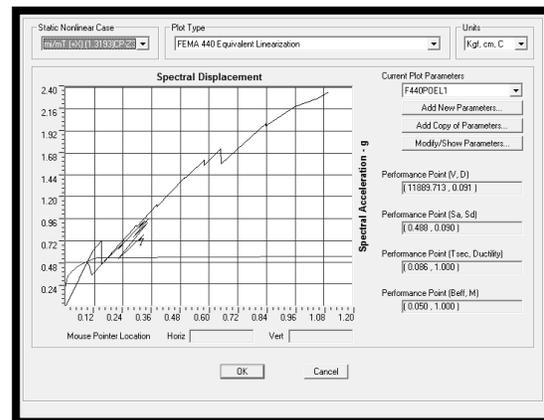


Figura I.293 (1.3193)CP+SxZ3

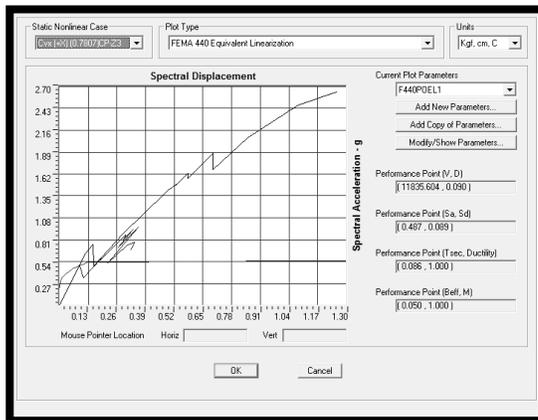


Figura I.294 (0.7807)CP+SxZ3

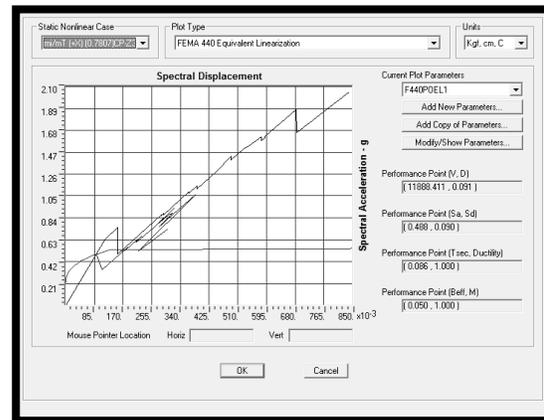


Figura I.295 (0.7807)CP+SxZ3

Curvas de "Pushover" con Patrones de Carga C_{vx} y m_i/m_T en la dirección (+Y)

PATRÓN C_{vx} (+Y)

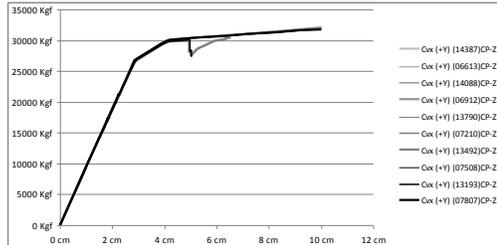


Figura I.296 Curvas de "Pushover".

PATRÓN m_i/m_T (+Y)

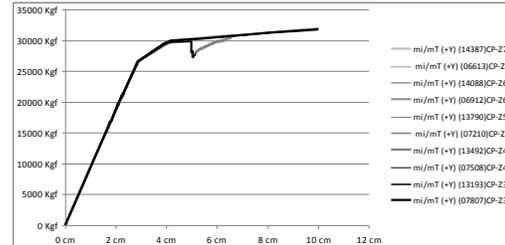


Figura I.297 Curvas de "Pushover".

Método Linealización Equivalente (FEMA 440) con Patrón de Carga C_{vx} y m_i/m_T en la dirección (+Y)

PATRÓN C_{vx} (+Y)

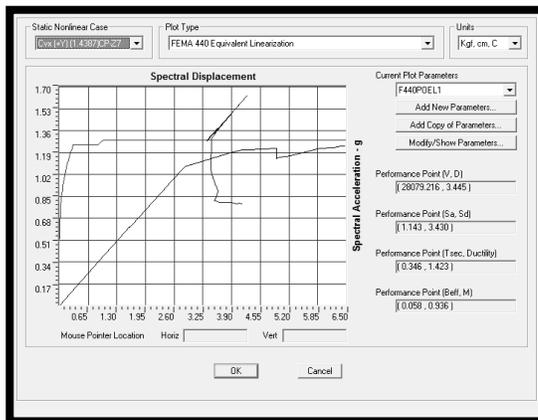


Figura I.298 (1.4387)CP+SyZ7

PATRÓN m_i/m_T (+Y)

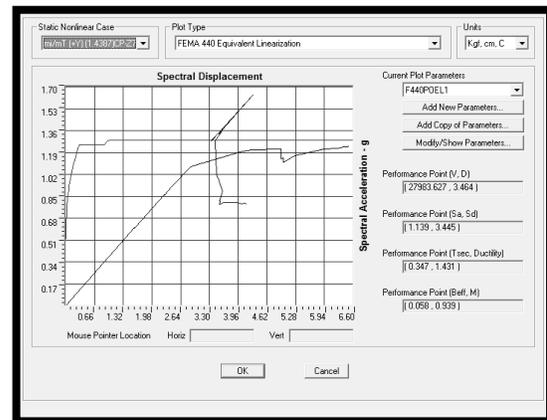


Figura I.299 (1.4387)CP+SyZ7

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

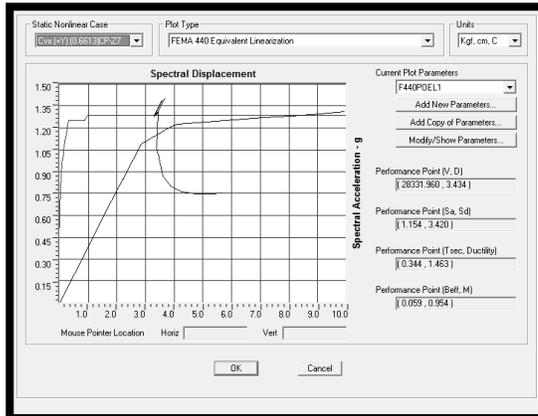


Figura I.300 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

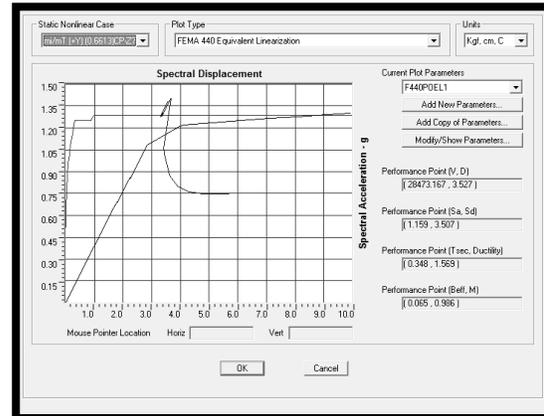


Figura I.301 (0.6613)CP+Sy_{Z7}

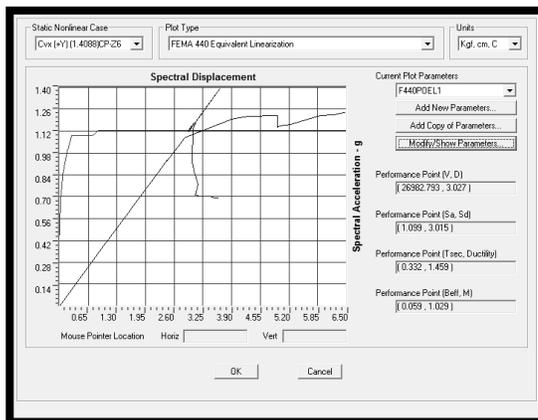


Figura I.302 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

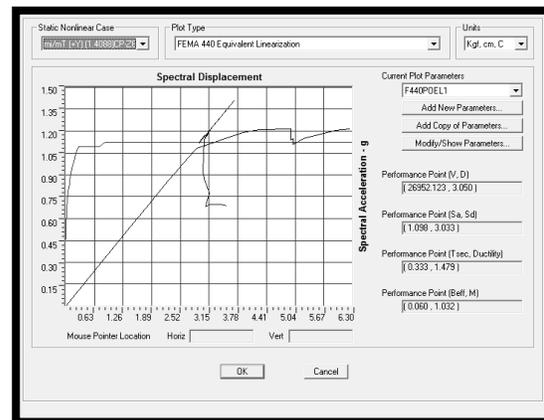


Figura I.303 (1.4088)CP+Sy_{Z6}

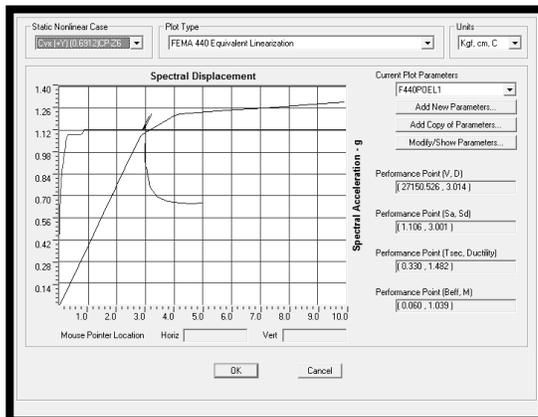


Figura I.304 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

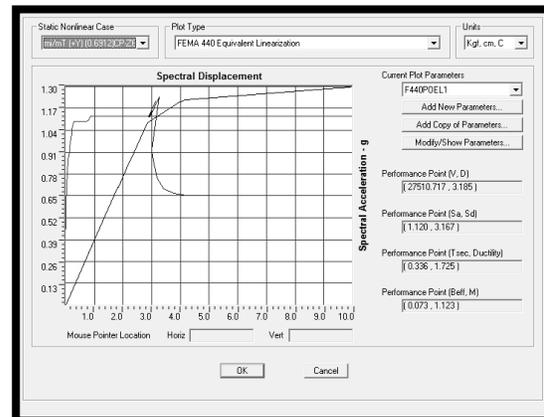


Figura I.305 (0.6912)CP+Sy_{Z6}

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

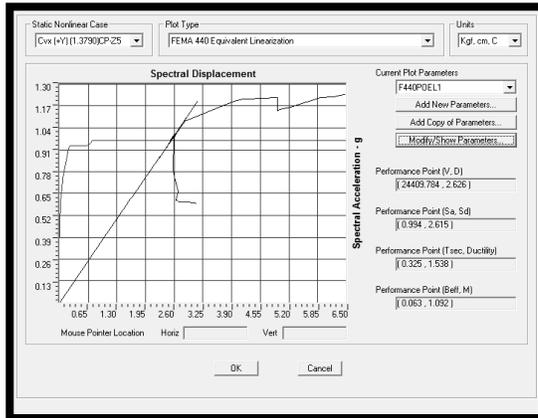


Figura I.306 (1.3790)CP+SyZ5

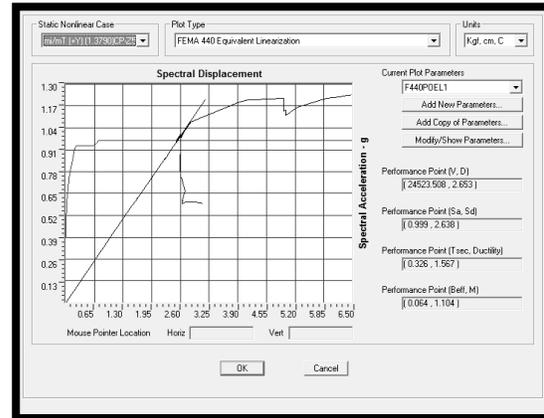


Figura I.307 (1.3790)CP+SyZ5

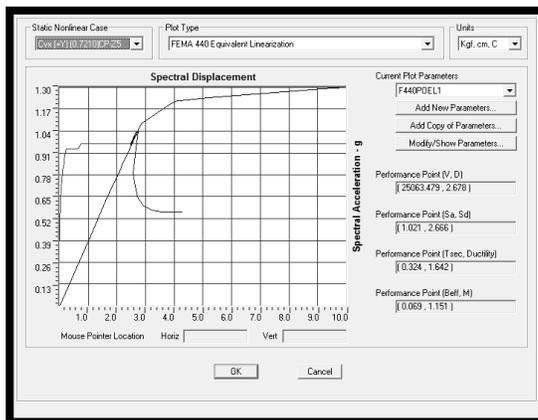


Figura I.308 (0.7210)CP+SyZ5

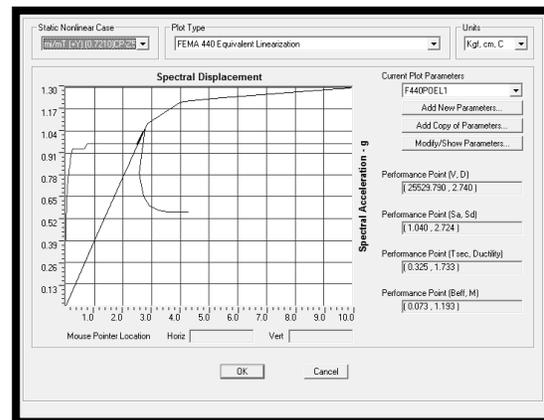


Figura I.309 (0.7210)CP+SyZ5

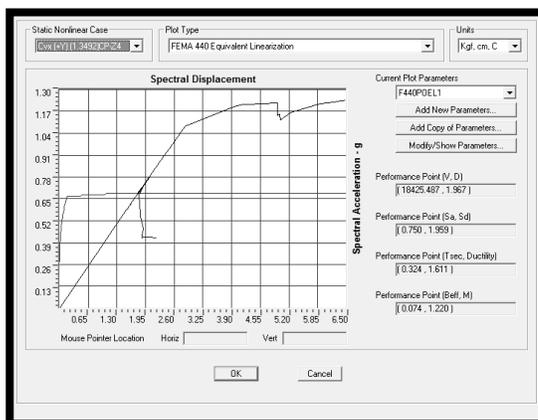


Figura I.310 (1.3492)CP+SyZ4

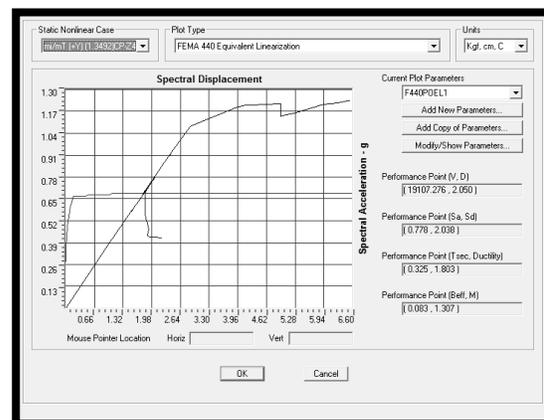


Figura I.311 (1.3492)CP+SyZ4

**ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DE UN PISO INCLUYENDO EL EFECTO DE LA MAMPOSTERÍA.
(Aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares tipo rural)**

Anexo I

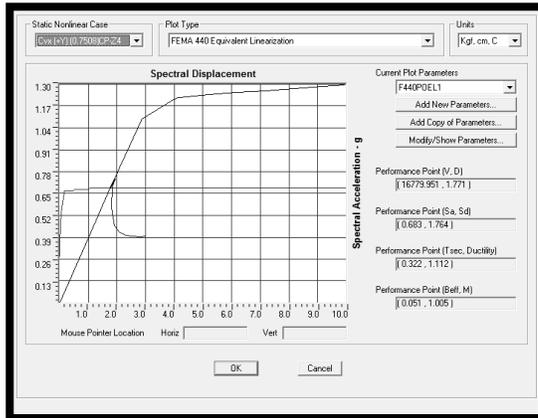


Figura I.312 (0.7508)CP+SyZ4

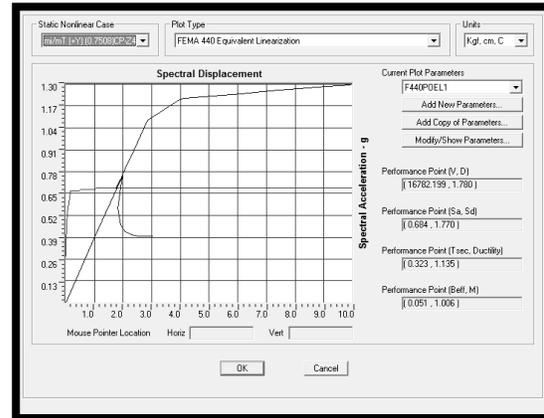


Figura I.313 (0.7508)CP+SyZ4

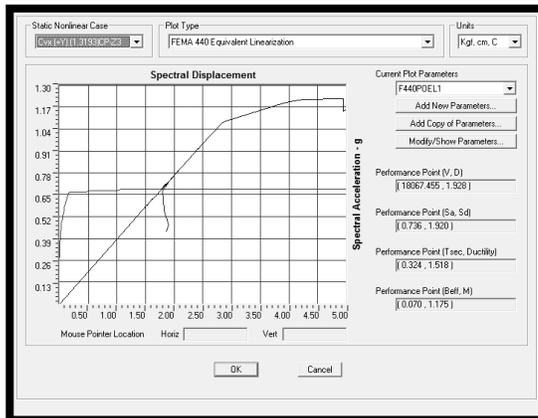


Figura I.314 (1.3193)CP+SyZ3

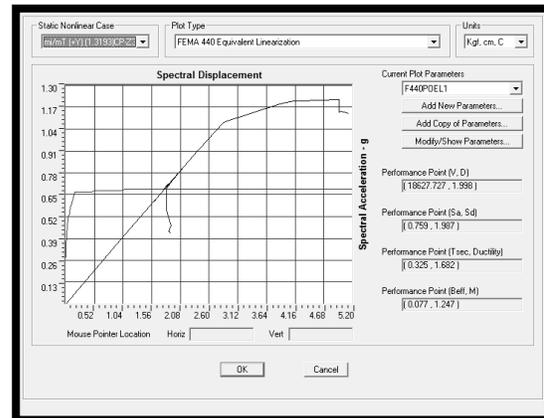


Figura I.315 (1.3193)CP+SyZ3

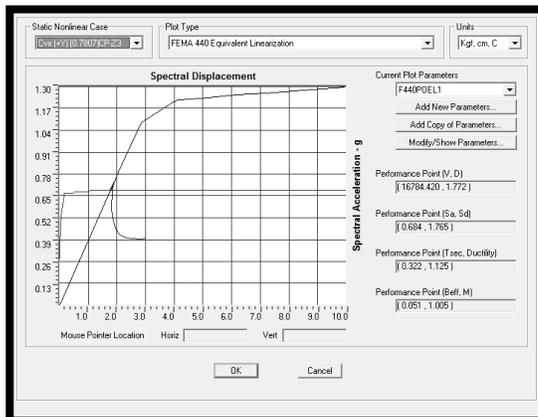


Figura I.316 (0.7807)CP+SyZ3

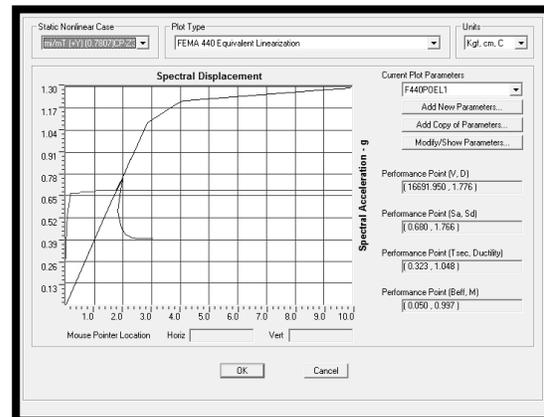


Figura I.317 (0.7807)CP+SyZ3

Tabla I.4

Resumen de los Estados Límites representativos para los puntos de desempeño hallados de los AENL con el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) más un refuerzo adicional de arriostramientos diagonales.

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("RIPLEX") sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+X) y m/m_T (+X) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Conex. de Vigas de Amarre Sup.,próx. a la dir. de las cargas aplicadas,Fallan a Momento M3 y el Refuerzo Diag. Inf. a Compresión P
6	1.4088CP	Conex. de Vigas de Amarre Sup.,próx. a la dir. de las cargas aplicadas,Fallan a Momento M3 y el Refuerzo Diag. Inf. a Compresión P
5	1.3790CP	Conex. de Vigas de Amarre Sup.,próx. a la dir. de las cargas aplicadas,Fallan a Momento M3 y el Refuerzo Diag. Inf. a Compresión P
4	1.3491CP	Refuerzo Diagonal inferior entró en Cedencia por Compresión P
3	1.3193CP	No hay
Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vx} (+X) y m/m_T (+X) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Conex. de Vigas de Amarre Sup.,próx. a la dir. de las cargas aplicadas,Fallan a Momento M3 y el Refuerzo Diag. Inf. a Compresión P
6	0.6912CP	Conex. de Vigas de Amarre Sup.,próx. a la dir. de las cargas aplicadas,Fallan a Momento M3 y el Refuerzo Diag. Inf. a Compresión P
5	0.7210CP	Conex. de Vigas de Amarre Sup.,próx. a la dir. de las cargas aplicadas,Fallan a Momento M3 y el Refuerzo Diag. Inf. a Compresión P
4	0.7508CP	Refuerzo Diagonal inferior entró en Cedencia por Compresión P
3	0.7807CP	No hay
Cond. Inicial		
Z.S. (1.2+0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vy} (+Y) y m/m_T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	1.4387CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
6	1.4088CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
5	1.3790CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
4	1.3491CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
3	1.3193CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
Cond. Inicial		
Z.S. (0.9-0.2 $\alpha\phi\beta A_o$)CP		Estados Límites encontrados entre los patrones de carga C_{vy} (+Y) y m/m_T (+Y) en el Punto de Desempeño
7	0.6613CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
6	0.6912CP	Columnas en la conex. del tope Fallan a Momento M3 y Cedencia P-M3 en la base afectando la capacidad de la estructura
5	0.7210CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
4	0.7508CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura
3	0.7807CP	Columnas en la conexión del tope Fallan a Momento M3 sin afectar significativamente la capacidad de la estructura

I.8 Derivas y Coeficiente de Estabilidad, y Factores de Reducción y Torsión Adicional a emplear en ADL, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente”.

Tabla I.5

Derivas y Coeficiente de Estabilidad, y Factores de Reducción y Torsión Adicional a emplear en ADL, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento).

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL - ("Asbesto-Cemento") sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial	B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x *=0.75R _x R _y *=0.75*R _y		
	Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP	R _x	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _y	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θ _{máx}			θ
7	1.4387CP	2.0	2546 Kgf	90128 Kgf-cm	50.9 ‰	0.25	0.05	1.00	7890 Kgf	866322 Kgf-cm	20.7 ‰	0.25	0.003	1.5	1.00
6	1.4088CP	1.8	2603 Kgf	92146 Kgf-cm	43.7 ‰	0.25	0.05	1.00	7774 Kgf	853585 Kgf-cm	18.8 ‰	0.25	0.002	1.3	1.00
5	1.3790CP	1.7	2672 Kgf	94589 Kgf-cm	37.9 ‰	0.25	0.05	1.00	7429 Kgf	815704 Kgf-cm	17.3 ‰	0.25	0.002	1.2	1.00
4	1.3491CP	1.4	2694 Kgf	95368 Kgf-cm	30.1 ‰	0.25	0.04	1.00	6371 Kgf	699536 Kgf-cm	15.4 ‰	0.25	0.001	1.0	1.00
3	1.3193CP	1.1	2785 Kgf	98589 Kgf-cm	23.4 ‰	0.25	0.04	1.00	6019 Kgf	660886 Kgf-cm	15.1 ‰	0.25	0.001	1.0	1.00

Cond. Inicial	B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x *=0.75R _x R _y *=0.75*R _y		
	Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP	R _x	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _y	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θ _{máx}			θ
7	0.6613CP	1.6	2872 Kgf	101669 Kgf-cm	64.1 ‰	0.25	0.04	1.00	6239 Kgf	685042 Kgf-cm	8.7 ‰	0.25	0.008	1.2	1.00
6	0.6912CP	1.5	2797 Kgf	99014 Kgf-cm	61.8 ‰	0.25	0.03	1.00	5450 Kgf	598410 Kgf-cm	7.6 ‰	0.25	0.008	1.1	1.00
5	0.7210CP	1.4	2775 Kgf	98235 Kgf-cm	53.0 ‰	0.25	0.03	1.00	4861 Kgf	533738 Kgf-cm	6.5 ‰	0.25	0.007	1.0	1.00
4	0.7508CP	1.3	2534 Kgf	89704 Kgf-cm	39.4 ‰	0.25	0.03	1.00	3658 Kgf	401648 Kgf-cm	4.6 ‰	0.25	0.007	1.0	1.00
3	0.7807CP	1.1	2433 Kgf	86128 Kgf-cm	41.2 ‰	0.25	0.02	1.00	2928 Kgf	321494 Kgf-cm	3.7 ‰	0.25	0.007	1.0	1.00

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL - ("Asbesto-Cemento") con Bielas Equivalentes

Cond. Inicial	B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x * R _y *		
	Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP	R _x *	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _y *	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θ _{máx}			θ
7	1.4387CP	1.3	4578 Kgf	162061 Kgf-cm	8.6 ‰	0.25	0.004	1.00	5959 Kgf	654298 Kgf-cm	0.5 ‰	0.25	0.0004	1.3	1.0
6	1.4088CP	1.3	4391 Kgf	155441 Kgf-cm	5.6 ‰	0.25	0.004	1.00	5214 Kgf	572497 Kgf-cm	0.4 ‰	0.25	0.0004	1.3	1.0
5	1.3790CP	1.2	3969 Kgf	140503 Kgf-cm	5.3 ‰	0.25	0.004	1.00	4469 Kgf	490696 Kgf-cm	0.3 ‰	0.25	0.0004	1.2	1.0
4	1.3491CP	1.1	3041 Kgf	107651 Kgf-cm	3.2 ‰	0.25	0.004	1.00	3165 Kgf	347517 Kgf-cm	0.2 ‰	0.25	0.0004	1.0	1.0
3	1.3193CP	1.0	2635 Kgf	93279 Kgf-cm	2.4 ‰	0.25	0.005	1.00	2532 Kgf	278014 Kgf-cm	0.2 ‰	0.25	0.0004	1.0	1.0

Cond. Inicial	B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x * R _y *		
	Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP	R _x *	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _y *	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θ _{máx}			θ
7	0.6613CP	1.3	4840 Kgf	171336 Kgf-cm	9.2 ‰	0.25	0.004	1.00	5958 Kgf	654188 Kgf-cm	0.5 ‰	0.25	0.0004	1.2	1.0
6	0.6912CP	1.2	4612 Kgf	163265 Kgf-cm	6.0 ‰	0.25	0.004	1.00	5213 Kgf	572387 Kgf-cm	0.4 ‰	0.25	0.0004	1.1	1.0
5	0.7210CP	1.1	4105 Kgf	145317 Kgf-cm	5.6 ‰	0.25	0.003	1.00	4468 Kgf	490586 Kgf-cm	0.3 ‰	0.25	0.0004	1.0	1.0
4	0.7508CP	1.0	3209 Kgf	113599 Kgf-cm	3.1 ‰	0.25	0.004	1.00	3165 Kgf	347517 Kgf-cm	0.2 ‰	0.25	0.0004	1.0	1.0
3	0.7807CP	1.0	2773 Kgf	98164 Kgf-cm	2.4 ‰	0.25	0.005	1.00	2532 Kgf	278014 Kgf-cm	0.2 ‰	0.25	0.0004	1.0	1.0

R_x, R_y: Factores de Reducción que son representativos de las estructuras sin mampostería en las dir. Principales.
R_x*, R_y*: Factores de Reducción que son representativos de las estructuras con mampostería en las dir. Principales.
Los valores definitivos de R_x*, R_y* a ser empleados de los respectivos ADL son los indicados al lado derecho de los resultados de los modelos con Bielas equivalentes, y corresponden al menor valor obtenido entre el R* = 0.75R ≥ 1 de los modelos sin bielas equivalentes y el R* ≥ 1 de los modelos con bielas equivalentes, respectivamente.

Nota: para los valores de las derivas relativas δ/h, el valor de h corresponde a la altura a la cumbrera en el punto de control (h=376cm).

Tabla I.6

Derivas y Coeficiente de Estabilidad, y Factores de Reducción y Torsión Adicional a emplear en ADL, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Plycem”).

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("PLYCEM") sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x *=0.75R _x		R _y *=0.75*R _y	
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP	R _x	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	R _y	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ					
7	1.4387CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	21305 Kgf	2339289 Kgf-cm	6.0 ‰	0.25	0.003	----	1.00			
6	1.4088CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	18080 Kgf	1985184 Kgf-cm	5.1 ‰	0.25	0.004	----	1.00			
5	1.3790CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	15443 Kgf	1695641 Kgf-cm	4.4 ‰	0.25	0.004	----	1.00			
4	1.3491CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	11034 Kgf	1211533 Kgf-cm	3.1 ‰	0.25	0.004	----	1.00			
3	1.3193CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	8679 Kgf	952954 Kgf-cm	2.4 ‰	0.25	0.005	----	1.00			

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x *=0.75R _x		R _y *=0.75*R _y	
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP	R _x	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	R _y	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ					
7	0.6613CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	20369 Kgf	2236516 Kgf-cm	5.8 ‰	0.25	0.004	----	1.00			
6	0.6912CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	17813 Kgf	1955867 Kgf-cm	5.0 ‰	0.25	0.004	----	1.00			
5	0.7210CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	16604 Kgf	1823119 Kgf-cm	4.7 ‰	0.25	0.003	----	1.00			
4	0.7508CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	11062 Kgf	1214608 Kgf-cm	3.1 ‰	0.25	0.004	----	1.00			
3	0.7807CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	8679 Kgf	952954 Kgf-cm	2.4 ‰	0.25	0.004	----	1.00			

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("PLYCEM") con Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x *		R _y *	
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP	R _x *	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	R _y *	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ					
7	1.4387CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	20882 Kgf	2292844 Kgf-cm	1.7 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
6	1.4088CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	18216 Kgf	2000117 Kgf-cm	1.5 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
5	1.3790CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	15558 Kgf	1708268 Kgf-cm	1.3 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
4	1.3491CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	10937 Kgf	1200883 Kgf-cm	0.9 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
3	1.3193CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	8693 Kgf	954491 Kgf-cm	0.7 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x *		R _y *	
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP	R _x *	V _x	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	R _y *	V _y	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ					
7	0.6613CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	20231 Kgf	2221364 Kgf-cm	1.6 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
6	0.6912CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	17714 Kgf	1944997 Kgf-cm	1.4 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
5	0.7210CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	15181 Kgf	1666874 Kgf-cm	1.2 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
4	0.7508CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	10725 Kgf	1177605 Kgf-cm	0.9 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			
3	0.7807CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	8560 Kgf	939888 Kgf-cm	0.7 ‰	0.25	0.0013	----	1.0			

R_x,R_y: Factores de Reducción que son representativos de las estructuras sin mampostería en las dir. Principales.
R_x*,R_y*: Factores de Reducción que son representativos de las estructuras con mampostería en las dir. Principales.
Los valores definitivos de R_x*,R_y* a ser empleados de los respectivos ADL son los indicados al lado derecho de los resultados de los modelos con Bielas equivalentes, y corresponden al menor valor obtenido entre el R*≥0.75R≥1 de los modelos sin bielas equivalentes y el R*≥1 de los modelos con bielas equivalentes, respectivamente.
Nota: para los valores de las derivas relativas δ/h, el valor de h corresponde a la altura a la cumbrera en el punto de control (h=376cm).

Tabla I.7

Derivas y Coeficiente de Estabilidad, y Factores de Reducción y Torsión Adicional a emplear en ADL, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”).

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("RIPLEX") sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x '=0.75R _x R _y '=0.75'R _y	
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP	Rx	Vx	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	Ry	Vy	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ			
7	1.4387CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.10	27968 Kgf	3070886 Kgf-cm	9.1 ‰	0.25	0.006	----	1.00	
6	1.4088CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.01	26890 Kgf	2952522 Kgf-cm	8.0 ‰	0.25	0.005	----	1.00	
5	1.3790CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	24253 Kgf	2662979 Kgf-cm	6.9 ‰	0.25	0.004	----	1.00	
4	1.3491CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	17751 Kgf	1949060 Kgf-cm	5.1 ‰	0.25	0.005	----	1.00	
3	1.3193CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	13744 Kgf	1509091 Kgf-cm	3.9 ‰	0.25	0.005	----	1.00	

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x '=0.75R _x R _y '=0.75'R _y	
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP	Rx	Vx	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	Ry	Vy	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ			
7	0.6613CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.07	28414 Kgf	3119857 Kgf-cm	9.3 ‰	0.25	0.005	----	1.00	
6	0.6912CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	27408 Kgf	3009398 Kgf-cm	8.3 ‰	0.25	0.004	----	1.00	
5	0.7210CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	24624 Kgf	2703715 Kgf-cm	7.0 ‰	0.25	0.004	----	1.00	
4	0.7508CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	16552 Kgf	1817410 Kgf-cm	4.7 ‰	0.25	0.006	----	1.00	
3	0.7807CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	13900 Kgf	1526220 Kgf-cm	3.9 ‰	0.25	0.005	----	1.00	

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("RIPLEX") con Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x ' R _y '	
Z.S. (1.2+0.2αφβAo)CP	R _x '	Vx	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	R _y '	Vy	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ			
7	1.4387CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	32358 Kgf	3552908 Kgf-cm	2.8 ‰	0.25	0.0021	----	1.0	
6	1.4088CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	29718 Kgf	3263036 Kgf-cm	2.5 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	
5	1.3790CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	25619 Kgf	2812966 Kgf-cm	2.1 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	
4	1.3491CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	17820 Kgf	1956636 Kgf-cm	1.5 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	
3	1.3193CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	14145 Kgf	1553121 Kgf-cm	1.2 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	

Cond. Inicial		B _{ly} =590cm						B _{lx} =1830cm						R _x ' R _y '	
Z.S. (0.9-0.2αφβAo)CP	R _x '	Vx	M _{lx}	δ/h≤12‰	θmáx	θ	R _y '	Vy	M _{ly}	δ/h≤12‰	θmáx	θ			
7	0.6613CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	31208 Kgf	3426638 Kgf-cm	2.6 ‰	0.25	0.0021	----	1.0	
6	0.6912CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	28238 Kgf	3100532 Kgf-cm	2.3 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	
5	0.7210CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	24285 Kgf	2666493 Kgf-cm	2.0 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	
4	0.7508CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	17016 Kgf	1868357 Kgf-cm	1.4 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	
3	0.7807CP	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1.00	13596 Kgf	1492841 Kgf-cm	1.1 ‰	0.25	0.0020	----	1.0	

R_x, R_y: Factores de Reducción que son representativos de las estructuras sin mampostería en las dir. Principales.
R_x' , R_y' : Factores de Reducción que son representativos de las estructuras con mampostería en las dir. Principales.
Los valores definitivos de R_x' , R_y' a ser empleados de los respectivos ADL son los indicados al lado derecho de los resultados de los modelos con Bielas equivalentes, y corresponden al menor valor obtenido entre el R_x'=0.75R_x≥1 de los modelos sin bielas equivalentes y el R_x'≥1 de los modelos con bielas equivalentes, respectivamente.
Nota: para los valores de las derivas relativas δ/h, el valor de h corresponde a la altura a la cumbrera en el punto de control (h=376cm).

Tabla I.8

Derivas y Coeficiente de Estabilidad, y Factores de Reducción y Torsión Adicional a emplear en ADL, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“Riplex”) más la propuesta de refuerzo adicional de arriostramientos diagonales.

ESCUELAS TIPO R REFORZADAS - ("RIPLEX") con Refuerzo Adicional y sin Bielas Equivalentes

Cond. Inicial		B _{xy} =590cm						B _{xy} =1830cm							
Z.S. (1.2+0.2αφβA _o)CP	R _x	V _x	M _{ix}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _y	V _y	M _{iy}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _x *=0.75R _x	R _y *=0.75*R _y	
7	1.4387CP	1.0	39109 Kgf	1384459 Kgf-cm	1.7 ‰	0.25	0.00	1.11	27984 Kgf	3072643 Kgf-cm	9.2 ‰	0.25	0.006	1.0	1.00
6	1.4088CP	1.0	40523 Kgf	1434514 Kgf-cm	1.7 ‰	0.25	0.00	1.02	26952 Kgf	2959330 Kgf-cm	8.1 ‰	0.25	0.005	1.0	1.00
5	1.3790CP	1.0	38515 Kgf	1363431 Kgf-cm	1.5 ‰	0.25	0.00	1.00	24410 Kgf	2680218 Kgf-cm	7.0 ‰	0.25	0.005	1.0	1.00
4	1.3491CP	1.0	14768 Kgf	522787 Kgf-cm	0.3 ‰	0.25	0.00	1.00	18425 Kgf	2023065 Kgf-cm	5.2 ‰	0.25	0.004	1.0	1.00
3	1.3193CP	1.0	11837 Kgf	419030 Kgf-cm	0.2 ‰	0.25	0.00	1.00	13946 Kgf	1531271 Kgf-cm	3.9 ‰	0.25	0.005	1.0	1.00

Cond. Inicial		B _{xy} =590cm						B _{xy} =1830cm							
Z.S. (0.9-0.2αφβA _o)CP	R _x	V _x	M _{ix}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _y	V _y	M _{iy}	δ/h≤12‰	θ _{máx}	θ	R _x *=0.75R _x	R _y *=0.75*R _y	
7	0.6613CP	1.0	44264 Kgf	1566946 Kgf-cm	1.9 ‰	0.25	0.00	1.09	28332 Kgf	3110854 Kgf-cm	9.1 ‰	0.25	0.005	1.0	1.00
6	0.6912CP	1.0	38677 Kgf	1369166 Kgf-cm	1.6 ‰	0.25	0.00	1.00	27150 Kgf	2981070 Kgf-cm	8.0 ‰	0.25	0.005	1.0	1.00
5	0.7210CP	1.0	26594 Kgf	941428 Kgf-cm	1.0 ‰	0.25	0.00	1.00	25063 Kgf	2751917 Kgf-cm	7.1 ‰	0.25	0.004	1.0	1.00
4	0.7508CP	1.0	14794 Kgf	523708 Kgf-cm	0.3 ‰	0.25	0.00	1.00	16780 Kgf	1842444 Kgf-cm	4.7 ‰	0.25	0.006	1.0	1.00
3	0.7807CP	1.0	11836 Kgf	418994 Kgf-cm	0.2 ‰	0.25	0.00	1.00	14112 Kgf	1549498 Kgf-cm	4.0 ‰	0.25	0.005	1.0	1.00

R_x,R_y: Factores de Reducción que son representativos de las estructuras sin mampostería en las dir. Principales.
R_x*,R_y*: Factores de Reducción que son representativos de las estructuras con mampostería en las dir. Principales.
Los valores definitivos de R_x*,R_y* a ser empleados de los respectivos ADL son los indicados al lado derecho de los resultados de los modelos con Bielas equivalentes, y corresponden al menor valor obtenido entre el R_x*=0.75R_x≥1 de los modelos sin bielas equivalentes y el R_x*≥1 de los modelos con bielas equivalentes, respectivamente.
Nota: para los valores de las derivas relativas δ/h, el valor de h corresponde a la altura a la cumbre en el punto de control (h=376cm).

I.9 Valores de Ductilidad “ μ ”, representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente”, y la incidencia sobre estos al considerar la mampostería.

Tabla I.9

Valores de Ductilidad “ μ ” en la dirección larga (+X), representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento), y la incidencia sobre estos al considerar la mampostería.

COND. INICIAL + ESPECTRO DE DEMANDA ELÁSTICA	Patrón Cvx en dir. (+X)		Patrón m/m _r en dir. (+X)		Promedio en dir. (+X)		Promedio máx. en dir. (+X)		Incidencia de la mampostería sobre “ μ ”
	sin mampostería	con mampostería	sin mampostería	con mampostería	sin mampostería	con mampostería	sin mampostería	con mampostería	
	MODELO 1.1	MODELO 1.2	MODELO 1.1	MODELO 1.2	MODELO 1.1	MODELO 1.2	MODELO 1.1	MODELO 1.2	
(1.4387)CP+Sx ₂₇	2.344	2.936	2.342	2.701	2.343	2.819	3.5	3.1	-12%
(0.6613)CP+Sx ₂₇	3.456	3.123	3.469	2.988	3.463	3.056			
(1.4088)CP+Sx ₂₆	2.019	2.897	2.291	1.700	2.155	2.299	3.8	2.3	-39%
(0.6912)CP+Sx ₂₆	3.761	2.374	3.770	2.053	3.766	2.214			
(1.3790)CP+Sx ₂₅	1.805	1.139	1.752	2.092	1.779	1.616	3.5	2.5	-28%
(0.7210)CP+Sx ₂₅	3.477	2.609	3.472	2.367	3.475	2.488			
(1.3492)CP+Sx ₂₄	1.472	1.558	1.890	1.620	1.681	1.589	3.6	1.6	-56%
(0.7508)CP+Sx ₂₄	4.411	1.474	2.744	1.483	3.578	1.479			
(1.3193)CP+Sx ₂₃	1.131	1.000	1.404	1.004	1.268	1.002	4.5	1.0	-78%
(0.7807)CP+Sx ₂₃	4.469	1.000	4.487	1.000	4.478	1.000			

Tabla I.10

Valores de Ductilidad “ μ ” en la dirección corta (+Y), representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento), y la incidencia sobre estos al considerar la mampostería.

COND. INICIAL + ESPECTRO DE DEMANDA ELÁSTICA	Patrón Cvy en dir. (+Y)		Patrón m/m _r en dir. (+Y)		Promedio en dir. (+Y)		Promedio máx. en dir. (+Y)		Incidencia de la mampostería sobre “ μ ”
	sin mampostería	con mampostería	sin mampostería	con mampostería	sin mampostería	con mampostería	sin mampostería	con mampostería	
	MODELO 1.1	MODELO 1.3	MODELO 1.1	MODELO 1.3	MODELO 1.1	MODELO 1.3	MODELO 1.1	MODELO 1.3	
(1.4387)CP+Sy ₂₇	5.805	1.000	7.688	1.000	6.747	1.000	6.7	1.0	-85%
(0.6613)CP+Sy ₂₇	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			
(1.4088)CP+Sy ₂₆	6.057	1.000	8.456	1.000	7.257	1.000	7.3	1.0	-86%
(0.6912)CP+Sy ₂₆	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			
(1.3790)CP+Sy ₂₅	6.646	1.000	9.060	1.000	7.853	1.000	7.9	1.0	-87%
(0.7210)CP+Sy ₂₅	1.000	1.000	1.146	1.000	1.073	1.000			
(1.3492)CP+Sy ₂₄	10.614	1.000	10.322	1.000	10.468	1.000	10.5	1.0	-90%
(0.7508)CP+Sy ₂₄	1.000	1.000	2.420	1.000	1.710	1.000			
(1.3193)CP+Sy ₂₃	19.368	1.000	12.214	1.000	15.791	1.000	15.8	1.0	-94%
(0.7807)CP+Sy ₂₃	1.000	1.000	3.430	1.000	2.215	1.000			

Tabla I.11

Valores de Ductilidad “ μ ” en la dirección larga (+X), representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“*Riplex*”) más la propuesta de refuerzo adicional de arriostramientos diagonales, sin mampostería.

COND. INICIAL + ESPECTRO DE DEMANDA ELÁSTICA	Patrón Cvx en dir. (+X)	Patrón m/m _r en dir. (+X)	Promedio en dir. (+X)	Promedio máx. en dir. (+X)
	sin mampostería MODELO 4	sin mampostería MODELO 4	sin mampostería MODELO 4	sin mampostería MODELO 4
	μ	μ	μ	μ
(1.4387)CP+Sx ₂₇	7.071	9.140	8.106	9.3
(0.6613)CP+Sx ₂₇	8.126	10.493	9.310	
(1.4088)CP+Sx ₂₆	8.370	8.377	8.374	8.4
(0.6912)CP+Sx ₂₆	7.515	7.460	7.488	
(1.3790)CP+Sx ₂₅	9.025	8.948	8.987	9.0
(0.7210)CP+Sx ₂₅	5.181	5.076	5.129	
(1.3492)CP+Sx ₂₄	1.007	1.015	1.011	1.0
(0.7508)CP+Sx ₂₄	1.000	1.000	1.000	
(1.3193)CP+Sx ₂₃	1.000	1.000	1.000	1.0
(0.7807)CP+Sx ₂₃	1.000	1.000	1.000	

Tabla I.12

Valores de Ductilidad “ μ ” en la dirección corta (+Y), representativos de los puntos de desempeño hallados en los AENL por el “Método de Linealización Equivalente” de las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (“*Riplex*”) más la propuesta de refuerzo adicional de arriostramientos diagonales, sin mampostería.

COND. INICIAL + ESPECTRO DE DEMANDA ELÁSTICA	Patrón Cvy en dir. (+Y)	Patrón m/m _r en dir. (+Y)	Promedio en dir. (+Y)	Promedio máx. en dir. (+Y)
	sin mampostería MODELO 4	sin mampostería MODELO 4	sin mampostería MODELO 4	sin mampostería MODELO 4
	μ	μ	μ	μ
(1.4387)CP+Sy ₂₇	1.423	1.431	1.427	1.5
(0.6613)CP+Sy ₂₇	1.463	1.569	1.516	
(1.4088)CP+Sy ₂₆	1.459	1.479	1.469	1.6
(0.6912)CP+Sy ₂₆	1.482	1.725	1.604	
(1.3790)CP+Sy ₂₅	1.538	1.567	1.553	1.7
(0.7210)CP+Sy ₂₅	1.642	1.733	1.688	
(1.3492)CP+Sy ₂₄	1.611	1.803	1.707	1.7
(0.7508)CP+Sy ₂₄	1.112	1.135	1.124	
(1.3193)CP+Sy ₂₃	1.518	1.682	1.600	1.6
(0.7807)CP+Sy ₂₃	1.125	1.048	1.087	

ANEXO J.

Resultados de los ADL. Análisis Modal de los Modelos 1, 2, 3 y 4, y Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel (COVENIN-MINDUR 1756:2001), de los Modelos 1 y 4. Comparación de Cortante Basal, Derivas de los AENL con los ADL.

- J.1 Períodos y Masas Participativas.**
- J.2 Demanda/Capacidad de Miembros en la condición más crítica por Cargas Gravitatorias. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1, 2.1 y 3.1).**
- J.3 Demanda/Capacidad de Miembros en la condición más crítica obtenida de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, considerando Cargas Laterales más Gravitatorias. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).**
- J.4 Reacciones Globales a nivel de la Base de las Estructuras, obtenidas de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).**
- J.5 Derivas Relativas y Cortantes Basal, obtenidas de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, solo de los modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).**
- J.6 Comparación entre los Resultados de Derivas Relativas y Cortantes Basal, obtenidas de Análisis Estático No Lineal por el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente (FEMA 440), y de Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel, solo de los modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).**

J.1 Períodos y masas participativas.

Modelo 1.1:

Tabla J.1

Períodos y masas participativas modales del Modelo 1.1.

Modo	Período seg	SUMA ACUMULADA DE MASAS DE PARTICIPACIÓN MODAL Traslacional			Rotacional		
		X adim	Y adim	Z adim	X adim	Y adim	Z adim
1	0.764558	0.98	0	0	0	0.07563	0.06378
2	0.325485	0.98	1.136E-20	4.849E-20	2.21E-20	0.07563	0.36
3	0.317153	0.98	0.97	1.904E-19	0.39	0.07563	0.97
50	0.009386	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95	0.98

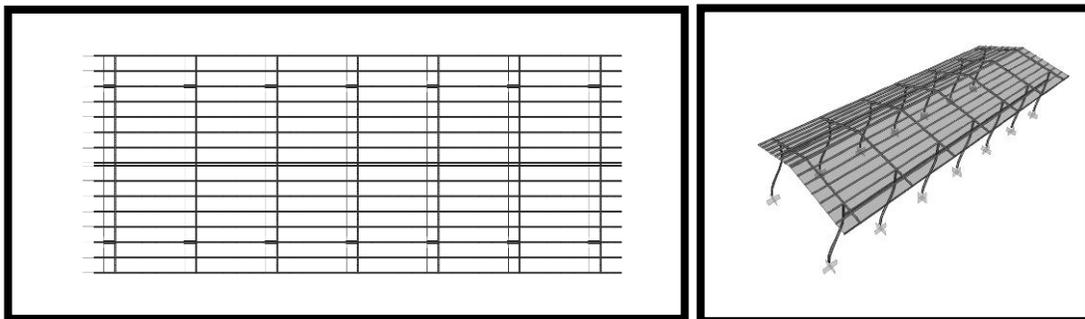


Figura J.1: Primer Modo de vibración del Modelo 1.1 (Traslacional en X)

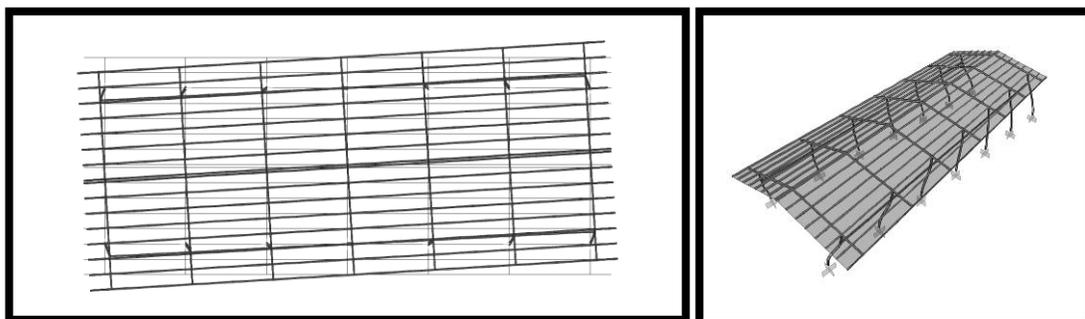


Figura J.2: Segundo Modo de vibración del Modelo 1.1 (Rotacional en Z)

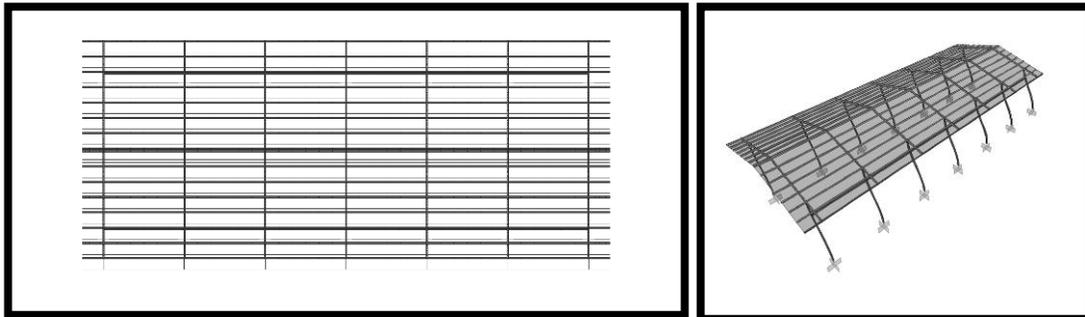


Figura J.3: Tercer Modo de vibración del Modelo 1.1 (Traslacional en Y)

Modelo 3.1:

Tabla J.2

Períodos y masas participativas modales del Modelo 3.1

SUMA ACUMULADA DE MASAS DE PARTICIPACIÓN MODAL							
Modo	Período seg	Traslacional			Rotacional		
		X adim	Y adim	Z adim	X adim	Y adim	Z adim
1	0.789720	0.99	0	0	0	0.07792	0.06479
2	0.266204	0.99	7.788E-20	1.989E-19	1.898E-19	0.07792	0.36
3	0.258177	0.99	0.99	2.053E-19	0.4	0.07792	0.99
130	0.013409	0.99	0.99	0.94	0.93	0.94	0.99

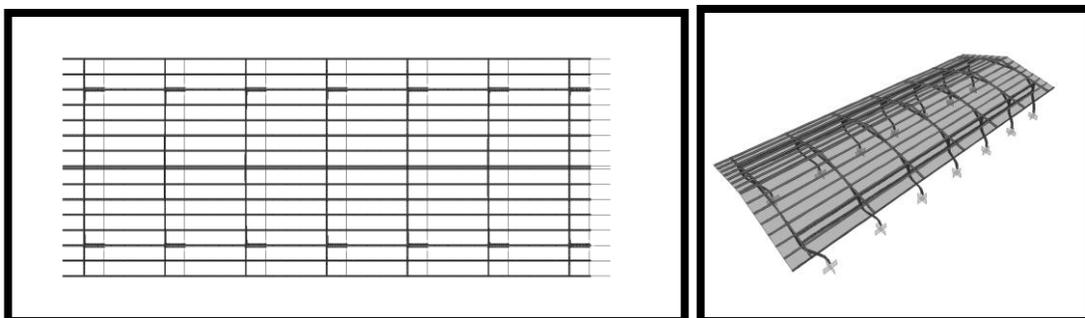


Figura J.4: Primer Modo de vibración del Modelo 3.1 (Traslacional en X)

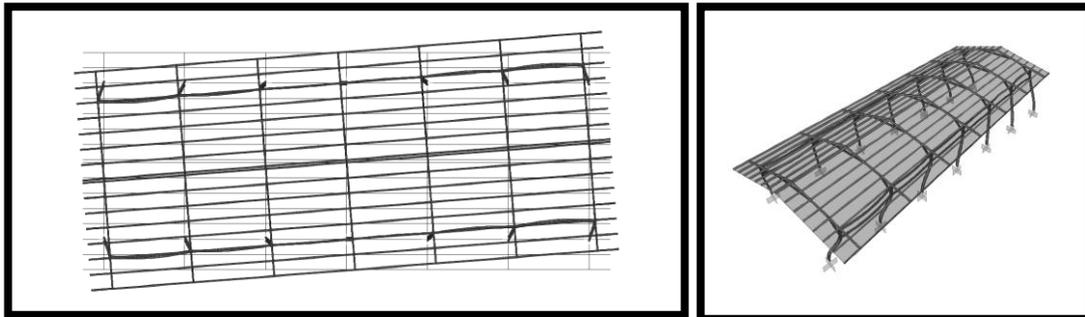


Figura J.5: Segundo Modo de vibración del Modelo 3.1 (Rotacional en Z)

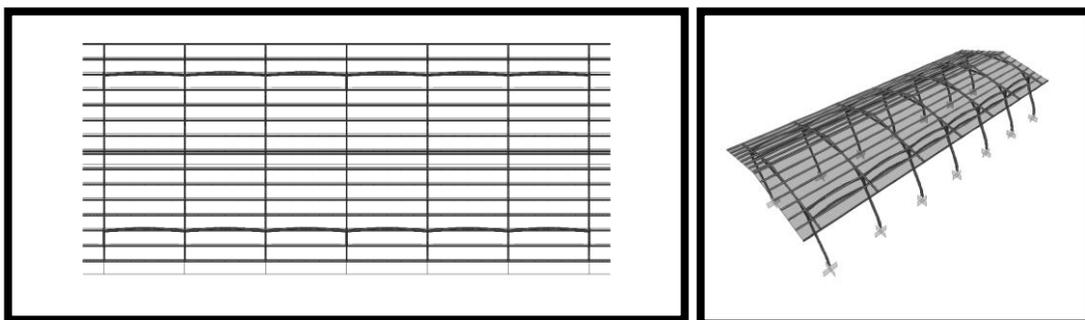


Figura J.6: Tercer Modo de vibración del Modelo 3.1 (Traslacional en Y)

Modelo 2.1:

Tabla J.3

Períodos y masas participativas modales del Modelo 2.1

Modo	Período seg	SUMA ACUMULADA DE MASAS DE PARTICIPACIÓN MODAL					
		Traslacional			Rotacional		
		X adim	Y adim	Z adim	X adim	Y adim	Z adim
1	0.976809	0.99	0	8.19E-20	4.27E-20	0.07903	0.06509
2	0.328989	0.99	1.75E-19	1.11E-18	2.68E-19	0.07903	0.37
3	0.319122	0.99	0.99	1.40E-18	0.41	0.07903	0.99
120	0.016326	1	0.99	0.94	0.93	0.94	0.99

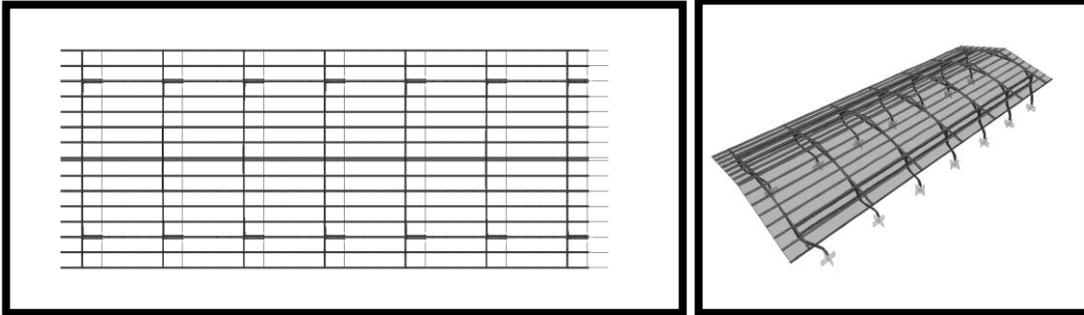


Figura J.7: Primer Modo de vibración del Modelo 2.1 (Traslacional en X)

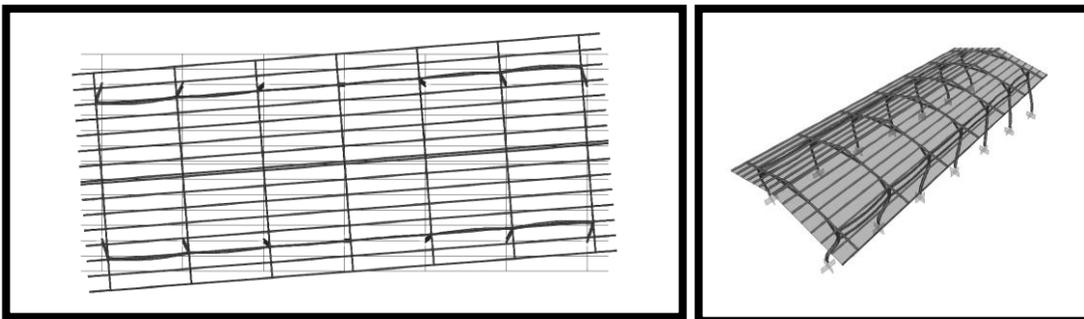


Figura J.8: Segundo Modo de vibración del Modelo 2.1 (Rotacional en Z)

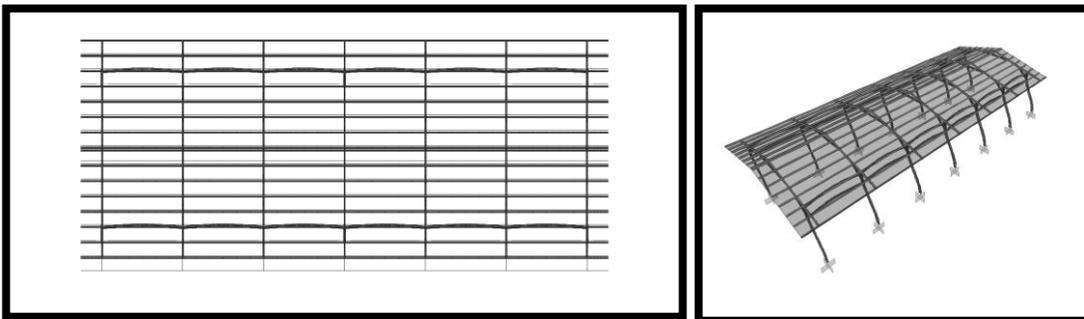


Figura J.9: Tercer Modo de vibración del Modelo 2.1 (Traslacional en Y)

Modelo 4:

Tabla J.4

Períodos y masas participativas modales del Modelo 4.

Modo	Período seg	SUMA ACUMULADA DE MASAS DE PARTICIPACIÓN MODAL Traslacional			Rotacional		
		X adim	Y adim	Z adim	X adim	Y adim	Z adim
1	0.320720	6.176E-18	0.99	1.496E-19	0.41	8.453E-19	0.62
2	0.162870	2.437E-15	0.99	1.07E-17	0.41	1.309E-16	0.92
3	0.122876	5.293E-08	0.99	1.952E-14	0.41	7.122E-07	0.92
123	0.017972	0.99	0.99	0.94	0.93	0.94	0.99

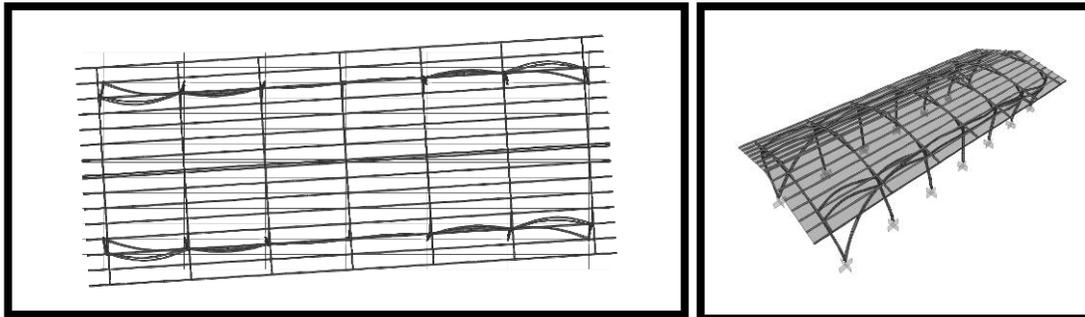


Figura J.10: Primer Modo de vibración del Modelo 4 (Traslacional en Y)

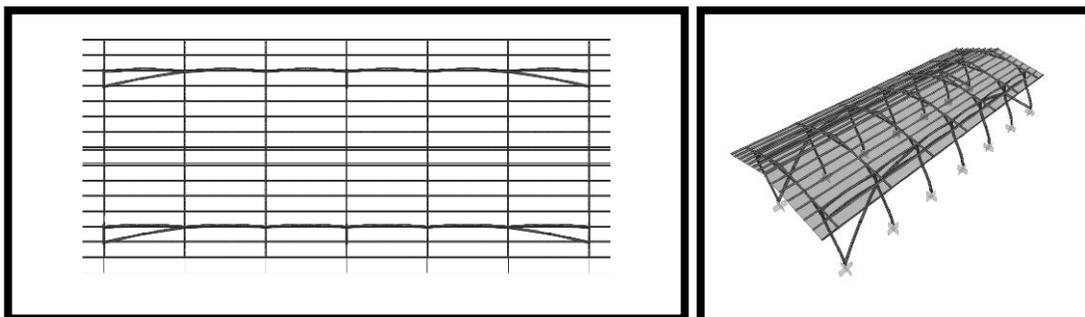


Figura J.11: Segundo Modo de vibración del Modelo 4 (Rotacional en Z)

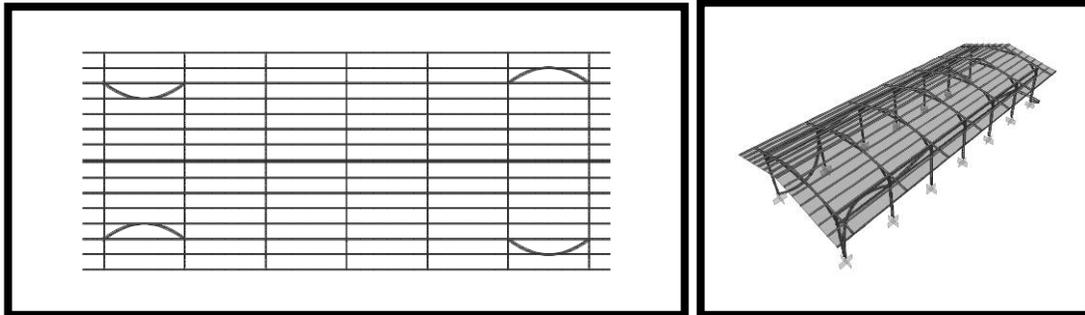


Figura J.12: Tercer Modo de vibración del Modelo 4 (Vibración de los arriostramientos diagonales inferiores)

J.2 Demanda/Capacidad de Miembros en la condición más crítica por Cargas Gravitatorias. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1, 2.1 y 3.1)

Tabla J.5

Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento)-Condición Crítica a la Falla por Cargas Gravitatorias.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL (Asb-Cem). Condición de falla a flexión crítica: Acciones Combinadas PMM

Miembro	Perfil	Combinación	Lugar	Pu Kgf	Mu _{Mayor} Kgf-cm	Mu _{Menor} Kgf-cm	ΦPnc Kgf	ΦPnt Kgf	ΦMn _{Mayor} Kgf-cm	ΦMn _{Menor} Kgf-cm	Pu ΦPnc	Mu _{Mayor} ΦMn _{Mayor}	Mu _{Menor} ΦMn _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/r≤200
Column	IPN100	COMB_1.4CP	0	-600	-43	0	5110	26720	100215	21348	0.06	0.00	0.00	0.06	OK	OK
Column	IPN100	COMB_1.2CP+0.5CVt	0	-773	-59	0	5110	26720	100215	21348	0.08	0.00	0.00	0.08	OK	OK
Column	IPN100	COMB_1.2CP+1.6CVt	0	-1342	-108	0	5110	26720	100215	21348	0.26	0.00	0.00	0.26	OK	OK

Tabla J.6

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (Plycem)-Cond. Crítica a la Falla por Cargas Gravitatorias.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA (Plycem). Condición de falla a flexión crítica: Acciones Combinadas PMM

Miembro	Perfil	Combinación	Lugar	Pu Kgf	Mu _{Mayor} Kgf-cm	Mu _{Menor} Kgf-cm	ΦPnc Kgf	ΦPnt Kgf	ΦMn _{Mayor} Kgf-cm	ΦMn _{Menor} Kgf-cm	Pu ΦPnc	Mu _{Mayor} ΦMn _{Mayor}	Mu _{Menor} ΦMn _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/r≤200
Column	IPN140	COMB_1.4CP	225	-1676	3705	-4	14864	45879	240179	47042	0.06	0.02	0.00	0.07	OK	OK
Column	IPN140	COMB_1.2CP+0.5CVt	225	-1760	3922	-4	14864	45879	240179	47042	0.06	0.02	0.00	0.08	OK	OK
Column	IPN140	COMB_1.2CP+1.6CVt	225	-2471	5564	-4	14864	45879	240179	47042	0.08	0.02	0.00	0.11	OK	OK

Tabla J.7

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (Riplex)-Cond. Crítica a la Falla por Cargas Gravitatorias.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA (Riplex). Condición de falla a flexión crítica: Acciones Combinadas PMM

Miembro	Perfil	Combinación	Lugar	Pu Kgf	Mu _{Mayor} Kgf-cm	Mu _{Menor} Kgf-cm	ΦPnc Kgf	ΦPnt Kgf	ΦMn _{Mayor} Kgf-cm	ΦMn _{Menor} Kgf-cm	Pu ΦPnc	Mu _{Mayor} ΦMn _{Mayor}	Mu _{Menor} ΦMn _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/r≤200
Column	IPN140	COMB_1.4CP	225	-2570	5771	-4	14864	45879	240179	47042	0.09	0.02	0.00	0.11	OK	OK
Column	IPN140	COMB_1.2CP+0.5CVt	225	-2526	5693	-4	14864	45879	240179	47042	0.08	0.02	0.00	0.11	OK	OK
Column	IPN140	COMB_1.2CP+1.6CVt	225	-3237	7335	-4	14864	45879	240179	47042	0.22	0.03	0.00	0.25	OK	OK

J.3 Demanda/Capacidad de Miembros en la condición más crítica obtenida de *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel*, considerando Cargas Laterales más Gravitatorias. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).

Tabla J.8

Escuelas Tipo R Tradicional (asbeto-cemento) sin mampostería. Modelo 1.1 - Condición Crítica a la Falla por Cargas Laterales más Gravitatorias.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL (Asb-Cem). ADL considerando el Factor de Reducción cuando no presentan mampostería (R) - Cond. de falla crítica: Acciones Combinadas PMM

Miembro	Perfil	Z.S.	R _x	R _y	Combinación	Lugar	Pu	Mu _{Mayor}	Mu _{Menor}	ΦPnc	ΦPnt	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}	Pu	Mu _{Mayor}	Mu _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/r≤200
							Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	ΦPnc	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}			
Columna	IPN100	7	2.0	1.0	(1.4387)CP±SH	Base	-741	-90265	-26992	5110	26720	100215	21348	0.07	0.90	1.26	2.24	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.6	1.0	(0.6613)CP±SH	Base	-411	-87164	-33709	5110	26720	100215	21348	0.04	0.87	1.58	2.49	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	6	1.8	1.0	(1.4088)CP±SH	Base	-716	-80615	-26248	5110	26720	100215	21348	0.07	0.80	1.23	2.10	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.5	1.0	(0.6912)CP±SH	Base	-410	-76258	-31466	5110	26720	100215	21348	0.04	0.76	1.47	2.27	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	5	1.7	1.0	(1.3790)CP±SH	Base	-690	-70538	-23836	5110	26720	100215	21348	0.07	0.70	1.12	1.89	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.4	1.0	(0.7210)CP±SH	Base	-409	-65727	-28905	5110	26720	100215	21348	0.04	0.66	1.35	2.05	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	4	1.4	1.0	(1.3491)CP±SH	Base	-657	-52067	-22402	5110	26720	100215	21348	0.06	0.52	1.05	1.63	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.3	1.0	(0.7508)CP±SH	Base	-397	-46984	-24097	5110	26720	100215	21348	0.04	0.47	1.13	1.64	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	3	1.1	1.0	(1.3193)CP±SH	Base	-636	-43395	-22809	5110	26720	100215	21348	0.06	0.43	1.07	1.56	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.1	1.0	(0.7807)CP±SH	Base	-399	-37605	-22784	5110	26720	100215	21348	0.04	0.38	1.07	1.48	Sobre-estresado	OK

Tabla J.9

**Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) con mampostería.
Modelo 1.1 - Condición Crítica a la Falla por Cargas Laterales más Gravitatorias.**

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL (Asb-Cem).ADL considerando el Factor de Reducción cuando presentan mampostería (R*)-Cond. de falla a flexión crítica: Acciones Comb. PMM

Miembro	Perfil	Z.S.	R _x ⁺	R _y ⁺	Combinación	Lugar	Pu	Mu _{Mayor}	Mu _{Menor}	ΦPnc	ΦPnt	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}	Pu	Mu _{Mayor}	Mu _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/rs200
							Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	ΦPnc	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}			
Columna	IPN100	7	1.3	1.0	(1.4387)CP±SH	Base	-752	-86692	-41528	5110	26720	100215	21348	0.07	0.87	1.95	2.88	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.3	1.0	(0.6613)CP±SH	Base	-424	-86671	-44979	5110	26720	100215	21348	0.04	0.86	2.11	3.01	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	6	1.3	1.0	(1.4088)CP±SH	Base	-722	-75867	-36353	5110	26720	100215	21348	0.07	0.76	1.70	2.53	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.2	1.0	(0.6912)CP±SH	Base	-424	-75848	-42933	5110	26720	100215	21348	0.04	0.76	2.01	2.81	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	5	1.2	1.0	(1.3790)CP±SH	Base	-695	-65039	-33752	5110	26720	100215	21348	0.07	0.65	1.58	2.30	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.1	1.0	(0.7210)CP±SH	Base	-423	-65020	-40470	5110	26720	100215	21348	0.04	0.65	1.90	2.59	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	4	1.1	1.0	(1.3491)CP±SH	Base	-662	-46094	-31316	5110	26720	100215	21348	0.06	0.46	1.47	1.99	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.0	1.0	(0.7508)CP±SH	Base	-406	-46080	-31319	5110	26720	100215	21348	0.04	0.46	1.47	1.97	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100	3	1.0	1.0	(1.3193)CP±SH	Base	-632	-36888	-25062	5110	26720	100215	21348	0.06	0.37	1.17	1.60	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN100		1.0	1.0	(0.7807)CP±SH	Base	-402	-36875	-25064	5110	26720	100215	21348	0.04	0.37	1.17	1.58	Sobre-estresado	OK

Tabla J.10

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) más un refuerzo adicional de arriostramientos diagonales (Modelos 4), sin mampostería. Modelo 4 - Condición Crítica a la Falla por Cargas Laterales más Gravitatorias entre los miembros principales salvo el refuerzo adicional.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA (Riplex) más Ref. Adicional. ADL considerando el Factor de Reducción cuando no presentan mamp. (R) - Cond. de falla crítica: PMM

Miembro	Perfil	Z.S.	R _x	R _y	Combinación	Lugar	Pu Kgf	Mu _{Mayor} Kgf-cm	Mu _{Menor} Kgf-cm	ΦPnc Kgf	ΦPnt Kgf	ΦMn _{Mayor} Kgf-cm	ΦMn _{Menor} Kgf-cm	Pu ΦPnc	Mu _{Mayor} ΦMn _{Mayor}	Mu _{Menor} ΦMn _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/rs200
Columna	IPN140	7	1.0	1.0	(1.4387)CP±SH	Base	-7340	-325560	-1226	14864	45879	240179	47042	0.49	1.21	0.02	1.72	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN140		1.0	1.0	(0.6613)CP±SH	Base	-6080	-323332	-1215	14864	45879	240179	47042	0.41	1.20	0.02	1.63	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN140	6	1.0	1.0	(1.4088)CP±SH	Base	-6789	-286355	-1101	14864	45879	240179	47042	0.46	1.06	0.02	1.54	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN140		1.0	1.0	(0.6912)CP±SH	Base	-5553	-284232	-1072	14864	45879	240179	47042	0.37	1.05	0.02	1.45	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN140	5	1.0	1.0	(1.3790)CP±SH	Base	-6174	-246522	-963	14864	45879	240179	47042	0.42	0.91	0.02	1.35	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN140		1.0	1.0	(0.7210)CP±SH	Base	-4942	-244744	-909	14864	45879	240179	47042	0.33	0.91	0.02	1.26	Sobre-estresado	OK
Columna	IPN140	4	1.0	1.0	(1.3491)CP±SH	Base	-4897	-176240	-663	14864	45879	240179	47042	0.33	0.65	0.01	0.99	OK	OK
Columna	IPN140		1.0	1.0	(0.7508)CP±SH	Base	-3848	-173728	-639	14864	45879	240179	47042	0.26	0.64	0.01	0.91	OK	OK
Columna	IPN140	3	1.0	1.0	(1.3193)CP±SH	Base	-4310	-141401	-537	14864	45879	240179	47042	0.29	0.52	0.01	0.82	OK	OK
Columna	IPN140		1.0	1.0	(0.7807)CP±SH	Base	-3398	-139817	-519	14864	45879	240179	47042	0.23	0.52	0.01	0.76	OK	OK

Tabla J.11

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) más un refuerzo adicional de arriostamientos diagonales (Modelos 4), sin mampostería. Modelo 4 - Condición Crítica a la Falla por Cargas Laterales más Gravitatorias para el refuerzo adicional de los arriostamientos diagonales inferiores.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA (Riplex) más Ref. Adicional. ADL considerando el Factor de Reducción cuando no presentan mamp. (R) - Cond. de falla crítica: PMM

Miembro	Perfil	Z.S.	R _x	R _y	Combinación	Lugar	Pu	MU _{Mayor}	MU _{Menor}	ΦPnc	ΦPnt	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}	Pu	MU _{Mayor}	MU _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/r > 200
							Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	ΦPnc	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}			
Arriost. Inf	IPN140	7	1.0	1.0	(1.4387)CP±SH	----	-10616	1948	-2379	5157	45879	174465	47042	----	----	----	----	Pu>Pe	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140		1.0	1.0	(0.6613)CP±SH	----	-10437	317	-2379	5157	45879	174528	47042	----	----	----	----	Pu>Pe	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140	6	1.0	1.0	(1.4088)CP±SH	----	-9589	2019	-2082	5157	45879	174463	47042	----	----	----	----	Pu>Pe	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140		1.0	1.0	(0.6912)CP±SH	----	-9239	514	-2082	5157	45879	174494	47042	----	----	----	----	Pu>Pe	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140	5	1.0	1.0	(1.3790)CP±SH	----	-8430	2090	-1784	5157	45879	174461	47042	----	----	----	----	Pu>Pe	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140		1.0	1.0	(0.7210)CP±SH	----	-7844	710	-1784	5157	45879	174478	47042	----	----	----	----	Pu>Pe	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140	4	1.0	1.0	(1.3491)CP±SH	Centro	-5821	3399	-1264	5157	45879	174449	47042	1.13	0.02	0.02	1.17	Sobre-estresado	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140		1.0	1.0	(0.7508)CP±SH	Centro	-5521	2144	-1264	5157	45879	174447	47042	1.07	0.01	0.02	1.11	Sobre-estresado	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140	3	1.0	1.0	(1.3193)CP±SH	Centro	-4736	3223	-1011	5157	45879	174450	47042	0.92	0.02	0.02	0.95	OK	kl/r > 200
Arriost. Inf	IPN140		1.0	1.0	(0.7807)CP±SH	Centro	-4512	2093	-1011	5157	45879	174448	47042	0.88	0.01	0.02	0.91	OK	kl/r > 200

Tabla J.12

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) más un refuerzo adicional de arriostramientos diagonales (Modelos 4), sin mampostería. Modelo 4 - Condición Crítica a la Falla por Cargas Laterales más Gravitatorias para el refuerzo adicional de los arriostramientos diagonales superiores.

ESCUELAS TIPO R TRADICIONAL REFORZADA (Riplex) más Ref. Adicional. ADL considerando el Factor de Reducción cuando no presentan mamp. (R) - Cond. de falla crítica: PMM

Miembro	Perfil	Z.S.	R _x	R _y	Combinación	Lugar	Pu	Mu _{Mayor}	Mu _{Menor}	ΦPnc	ΦPnt	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}	Pu	Mu _{Mayor}	Mu _{Menor}	Total	Condición de Esfuerzos	Condi.: kl/r > 200
							Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	ΦPnc	ΦMn _{Mayor}	ΦMn _{Menor}			
Arriost. Sup	IPN140	7	1.0	1.0	(1.4387)CP±SH	Ext. Inf	-8078	0	0	7807	45879	207146	47042	1.03	0.00	0.00	1.03	Sobre-estresado	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140		1.0	1.0	(0.6613)CP±SH	Ext. Inf	-8007	0	0	7807	45879	207143	47042	1.03	0.00	0.00	1.03	Sobre-estresado	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140	6	1.0	1.0	(1.4088)CP±SH	Ext. Inf	-7289	0	0	7807	45879	207147	47042	0.93	0.00	0.00	0.93	OK	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140		1.0	1.0	(0.6912)CP±SH	Ext. Inf	-7078	0	0	7807	45879	207144	47042	0.91	0.00	0.00	0.91	OK	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140	5	1.0	1.0	(1.3790)CP±SH	Ext. Inf	-6398	0	0	7807	45879	207147	47042	0.82	0.00	0.00	0.82	OK	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140		1.0	1.0	(0.7210)CP±SH	Ext. Inf	-5996	0	0	7807	45879	207145	47042	0.77	0.00	0.00	0.77	OK	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140	4	1.0	1.0	(1.3491)CP±SH	Ext. Inf	-4381	0	0	7807	45879	207148	47042	0.56	0.00	0.00	0.56	OK	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140		1.0	1.0	(0.7508)CP±SH	Ext. Inf	-4198	0	0	7807	45879	207146	47042	0.54	0.00	0.00	0.54	OK	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140	3	1.0	1.0	(1.3193)CP±SH	Ext. Inf	-3545	0	0	7807	45879	207148	47042	0.45	0.00	0.00	0.45	OK	kl/r > 200
Arriost. Sup	IPN140		1.0	1.0	(0.7807)CP±SH	Ext. Inf	-3417	0	0	7807	45879	207147	47042	0.44	0.00	0.00	0.44	OK	kl/r > 200

J.4 Reacciones Globales a nivel de la Base de las Estructuras, obtenidas de *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel*. Solo modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).

Tabla J.13

Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) sin mampostería. Modelo 1.1.

REACCIÓN GLOBAL A NIVEL DE LA BASE DE LA ESTRUCTURA										
Z.S.	R _x	R _y	Combinación	Máx/Mín	F _x Kgf	F _y Kgf	F _z Kgf	M _x Kgf-cm	M _y Kgf-cm	M _z Kgf-cm
7	2.0	1.0	(1.4387)CP+SH	Max	3226	7035	8086	3819321	-6469688	7377288
				Min	-3226	-7035	8086	951265	-8327217	-7377288
	1.6	1.0	(0.6613)CP+SH	Max	4032	7035	3717	2530431	-2239752	7238176
				Min	-4032	-7035	3717	-337625	-4561662	-7238176
6	1.8	1.0	(1.4088)CP+SH	Max	3136	6156	7918	3590495	-6341728	6565295
				Min	-3136	-6156	7918	1080946	-8147658	-6565295
	1.5	1.0	(0.6912)CP+SH	Max	3763	6156	3885	2400750	-2470908	6347071
				Min	-3763	-6156	3885	-108799	-4638024	-6347071
5	1.7	1.0	(1.3790)CP+SH	Max	2846	5276	7750	3361835	-6271950	5720291
				Min	-2846	-5276	7750	1210793	-7910946	-5720291
	1.4	1.0	(0.7210)CP+SH	Max	3456	5276	4052	2270903	-2712607	5476801
				Min	-3456	-5276	4052	119861	-4702816	-5476801
4	1.4	1.0	(1.3491)CP+SH	Max	2674	3738	7583	2998916	-6168149	4213870
				Min	-2674	-3738	7583	1474898	-7708256	-4213870
	1.3	1.0	(0.7508)CP+SH	Max	2880	3738	4220	2006798	-3031668	3935881
				Min	-2880	-3738	4220	482780	-4690245	-3935881
3	1.1	1.0	(1.3193)CP+SH	Max	2723	2991	7415	2796941	-6000389	3514958
				Min	-2723	-2991	7415	1577727	-7568497	-3514958
	1.1	1.0	(0.7807)CP+SH	Max	2723	2991	4388	1903969	-3230662	3184615
				Min	-2723	-2991	4388	684755	-4798770	-3184615

Tabla J.14

Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) con mampostería.
Modelo 1.1.

REACCIÓN GLOBAL A NIVEL DE LA BASE DE LA ESTRUCTURA										
Z.S.	R _x *	R _y *	Combinación	Máx/Min	F _x Kgf	F _y Kgf	F _z Kgf	M _x Kgf-cm	M _y Kgf-cm	M _z Kgf-cm
7	1.3	1.0	(1.4387)CP+SH	Max	4962	7035	8086	3819321	-5969585	7275375
				Min	-4962	-7035	8086	951265	-8827320	-7275375
	1.3	1.0	(0.6613)CP+SH	Max	5376	7035	3717	2530431	-1852767	7305726
				Min	-5376	-7035	3717	-337625	-4948647	-7305726
6	1.3	1.0	(1.4088)CP+SH	Max	4342	6156	7918	3590495	-5994434	6369002
				Min	-4342	-6156	7918	1080946	-8494952	-6369002
	1.2	1.0	(0.6912)CP+SH	Max	5132	6156	3885	2400750	-2076887	6427464
				Min	-5132	-6156	3885	-108799	-5032045	-6427464
5	1.2	1.0	(1.3790)CP+SH	Max	4032	5276	7750	3361835	-5930493	5482247
				Min	-4032	-5276	7750	1210793	-8252403	-5482247
	1.1	1.0	(0.7210)CP+SH	Max	4838	5276	4052	2270903	-2314565	5546019
				Min	-4838	-5276	4052	119861	-5100857	-5546019
4	1.1	1.0	(1.3491)CP+SH	Max	3744	3738	7583	2998916	-5860128	3958196
				Min	-3744	-3738	7583	1474898	-8016277	-3958196
	1.0	1.0	(0.7508)CP+SH	Max	3744	3738	4220	2006798	-2782882	3960021
				Min	-3744	-3738	4220	482780	-4939031	-3960021
3	1.0	1.0	(1.3193)CP+SH	Max	2995	2991	7415	2796941	-5921983	3168756
				Min	-2995	-2991	7415	1577727	-7646903	-3168756
	1.0	1.0	(0.7807)CP+SH	Max	2995	2991	4388	1903969	-3152256	3170266
				Min	-2995	-2991	4388	684755	-4877176	-3170266

Tabla J.15

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo “Riplex”) más un refuerzo adicional de arriostramientos diagonales, sin mampostería. Modelo 4.

REACCIÓN GLOBAL A NIVEL DE LA BASE DE LA ESTRUCTURA										
Z.S.	R _x	R _y	Combinación	Máx/Mín	F _x Kgf	F _y Kgf	F _z Kgf	M _x Kgf-cm	M _y Kgf-cm	M _z Kgf-cm
7	2.0	1.0	(1.4387)CP+SH	Max	27283	31549	35744	20657234	-25369372	33304148
				Min	-27283	-31549	35744	431706	-40042086	-33304148
	1.6	1.0	(0.6613)CP+SH	Max	27283	31549	16430	14959541	-7696867	33392885
				Min	-27283	-31549	16430	-5265987	-22369581	-33392885
6	1.8	1.0	(1.4088)CP+SH	Max	23873	27606	35001	19173997	-25606705	29464322
				Min	-23873	-27606	35001	1476659	-38445330	-29464323
	1.5	1.0	(0.6912)CP+SH	Max	23873	27606	17173	13914588	-9293623	29466423
				Min	-23873	-27606	17173	-3782750	-22132248	-29466423
5	1.7	1.0	(1.3790)CP+SH	Max	20462	23662	34261	17691492	-25846311	25431366
				Min	-20462	-23662	34261	2522346	-36850847	-25431366
	1.4	1.0	(0.7210)CP+SH	Max	20462	23662	17913	12868901	-10888106	25380724
				Min	-20462	-23662	17913	-2300245	-21892642	-25380724
4	1.4	1.0	(1.3491)CP+SH	Max	14494	16765	33520	15262195	-26773701	18013575
				Min	-14494	-16765	33520	4514824	-34568580	-18013575
	1.3	1.0	(0.7508)CP+SH	Max	14494	16765	18653	10876423	-13170373	17839793
				Min	-14494	-16765	18653	129052	-20965252	-17839793
3	1.1	1.0	(1.3193)CP+SH	Max	11595	13412	32778	13968316	-26873477	14327063
				Min	-11595	-13412	32778	5370419	-33109381	-14327063
	1.1	1.0	(0.7807)CP+SH	Max	11595	13412	19396	10020828	-14629572	14344614
				Min	-11595	-13412	19396	1422931	-20865476	-14344614

J.5 Derivas Relativas y Cortantes Basal, obtenidas de *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel*, solo de los modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).

Tabla J.16

Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) sin mampostería.
Modelo 1.1.

CORTANTES BASAL Y DERIVAS											
Z.S.	R _x	R _y	Combinación	V _x Kgf	δ _{ex} cm	δ _x cm	δ _x /h≤12‰ adim	V _y Kgf	δ _{ey} cm	δ _y cm	δ _y /h≤12‰ adim
7	2.0	1.0	(1.4387)CP+SH	±3226	±8.6	±13.8	36.6 ‰	±7035	±3.3	±3.3	8.6 ‰
	1.6	1.0	(0.6613)CP+SH	±4032	±10.8	±13.8	36.6 ‰	±7035	±3.3	±3.3	8.6 ‰
6	1.8	1.0	(1.4088)CP+SH	±3136	±8.4	±12.0	32.0 ‰	±6156	±2.8	±2.8	7.6 ‰
	1.5	1.0	(0.6912)CP+SH	±3763	±10.0	±12.0	32.0 ‰	±6156	±2.8	±2.8	7.6 ‰
5	1.7	1.0	(1.3790)CP+SH	±2846	±7.6	±10.3	27.5 ‰	±5276	±2.4	±2.4	6.5 ‰
	1.4	1.0	(0.7210)CP+SH	±3456	±9.2	±10.3	27.5 ‰	±5276	±2.4	±2.4	6.5 ‰
4	1.4	1.0	(1.3491)CP+SH	±2674	±7.1	±8.0	21.3 ‰	±3738	±1.7	±1.7	4.6 ‰
	1.3	1.0	(0.7508)CP+SH	±2880	±7.7	±8.0	21.3 ‰	±3738	±1.7	±1.7	4.6 ‰
3	1.1	1.0	(1.3193)CP+SH	±2723	±7.3	±7.3	19.3 ‰	±2991	±1.4	±1.4	3.7 ‰
	1.1	1.0	(0.7807)CP+SH	±2723	±7.3	±7.3	19.3 ‰	±2991	±1.4	±1.4	3.7 ‰

Tabla J.17

Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) con mampostería.
Modelo 1.1.

CORTANTES BASAL Y DERIVAS											
Z.S.	R _X *	R _Y *	Combinación	V _X Kgf	δ _{ex} cm	δ _X cm	δ _X /h≤12‰ adim	V _Y Kgf	δ _{eY} cm	δ _Y cm	δ _Y /h≤12‰ adim
7	1.3	1.0	(1.4387)CP+SH	±4962	±13.2	±13.8	36.6 ‰	±7035	±3.3	±3.3	8.6 ‰
	1.3	1.0	(0.6613)CP+SH	±5376	±14.3	±14.9	39.7 ‰	±7035	±3.3	±3.3	8.6 ‰
6	1.3	1.0	(1.4088)CP+SH	±4342	±11.6	±12.0	32.0 ‰	±6156	±2.8	±2.8	7.6 ‰
	1.2	1.0	(0.6912)CP+SH	±5132	±13.7	±13.7	36.4 ‰	±6156	±2.8	±2.8	7.6 ‰
5	1.2	1.0	(1.3790)CP+SH	±4032	±10.8	±10.8	28.6 ‰	±5276	±2.4	±2.4	6.5 ‰
	1.1	1.0	(0.7210)CP+SH	±4838	±12.9	±12.9	34.3 ‰	±5276	±2.4	±2.4	6.5 ‰
4	1.1	1.0	(1.3491)CP+SH	±3744	±10.0	±10.0	26.6 ‰	±3738	±1.7	±1.7	4.6 ‰
	1.0	1.0	(0.7508)CP+SH	±3744	±10.0	±10.0	26.6 ‰	±3738	±1.7	±1.7	4.6 ‰
3	1.0	1.0	(1.3193)CP+SH	±2995	±8.0	±8.0	21.3 ‰	±2991	±1.4	±1.4	3.7 ‰
	1.0	1.0	(0.7807)CP+SH	±2995	±8.0	±8.0	21.3 ‰	±2991	±1.4	±1.4	3.7 ‰

Tabla J.18

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo "Riplex") más un refuerzo adicional de arriostamientos diagonales, sin mampostería.
Modelo 4.

CORTANTES BASAL Y DERIVAS											
Z.S.	R _X	R _Y	Combinación	V _X Kgf	δ _{ex} cm	δ _X cm	δ _X /h≤12‰ adim	V _Y Kgf	δ _{eY} cm	δ _Y cm	δ _Y /h≤12‰ adim
7	1.0	1.0	(1.4387)CP+SH	±27283	±0.2	±0.2	0.6 ‰	±31549	±3.3	±3.3	8.8 ‰
	1.0	1.0	(0.6613)CP+SH	±27283	±0.2	±0.2	0.6 ‰	±31549	±3.3	±3.3	8.8 ‰
6	1.0	1.0	(1.4088)CP+SH	±23873	±0.2	±0.2	0.5 ‰	±27606	±2.9	±2.9	7.7 ‰
	1.0	1.0	(0.6912)CP+SH	±23873	±0.2	±0.2	0.5 ‰	±27606	±2.9	±2.9	7.7 ‰
5	1.0	1.0	(1.3790)CP+SH	±20462	±0.2	±0.2	0.4 ‰	±23662	±2.5	±2.5	6.6 ‰
	1.0	1.0	(0.7210)CP+SH	±20462	±0.2	±0.2	0.4 ‰	±23662	±2.5	±2.5	6.6 ‰
4	1.0	1.0	(1.3491)CP+SH	±14494	±0.1	±0.1	0.3 ‰	±16765	±1.8	±1.8	4.7 ‰
	1.0	1.0	(0.7508)CP+SH	±14494	±0.1	±0.1	0.3 ‰	±16765	±1.8	±1.8	4.7 ‰
3	1.0	1.0	(1.3193)CP+SH	±11595	±0.1	±0.1	0.2 ‰	±13412	±1.4	±1.4	3.7 ‰
	1.0	1.0	(0.7807)CP+SH	±11595	±0.1	±0.1	0.2 ‰	±13412	±1.4	±1.4	3.7 ‰

J.6 Comparación entre los Resultados de Derivas Relativas y Cortantes Basal, obtenidas de *Análisis Estático No Lineal por el Procedimiento C del Método de Linealización Equivalente (FEMA 440)*, y de *Análisis Dinámico Espacial por el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel*, solo de los modelos sin bielas equivalentes (Modelos 1.1 y 4).

Tabla J.19

Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) sin mampostería. Modelo 1.1 (AENL y ADL).

CORTANTES BASAL Y DERIVAS											
Z.S.	R _x	R _y	Combinación	AENL (Capacidad de Desempeño Sísmico)				ADL (Incluyendo Torsión Adicional)			
				V _x Kgf	$\delta_x/h \leq 12\text{‰}$ adim	V _y Kgf	$\delta_y/h \leq 12\text{‰}$ adim	V _x Kgf	$\delta_x/h \leq 12\text{‰}$ adim	V _y Kgf	$\delta_y/h \leq 12\text{‰}$ adim
7	2.0	1.0	(1.4387)CP+SH	2546	50.9 ‰	7890	20.7 ‰	3226	36.6 ‰	7035	8.6 ‰
6	1.8	1.0	(1.4088)CP+SH	2603	43.7 ‰	7774	18.8 ‰	3136	32.0 ‰	6156	7.6 ‰
5	1.7	1.0	(1.3790)CP+SH	2672	37.9 ‰	7429	17.3 ‰	2846	27.5 ‰	5276	6.5 ‰
4	1.4	1.0	(1.3491)CP+SH	2694	30.1 ‰	6371	15.4 ‰	2674	21.3 ‰	3738	4.6 ‰
3	1.1	1.0	(1.3193)CP+SH	2785	23.4 ‰	6019	15.1 ‰	2723	19.3 ‰	2991	3.7 ‰
7	1.6	1.0	(0.6613)CP+SH	2872	64.1 ‰	6239	8.7 ‰	4032	36.6 ‰	7035	8.6 ‰
6	1.5	1.0	(0.6912)CP+SH	2797	61.8 ‰	5450	7.6 ‰	3763	32.0 ‰	6156	7.6 ‰
5	1.4	1.0	(0.7210)CP+SH	2775	53.0 ‰	4861	6.5 ‰	3456	27.5 ‰	5276	6.5 ‰
4	1.3	1.0	(0.7508)CP+SH	2534	39.4 ‰	3658	4.6 ‰	2880	21.3 ‰	3738	4.6 ‰
3	1.1	1.0	(0.7807)CP+SH	2433	41.2 ‰	2928	3.7 ‰	2723	19.3 ‰	2991	3.7 ‰

Tabla J.20

Escuelas Tipo R Tradicional (asbesto-cemento) con mampostería. Modelo 1.2 y 1.3 (AENL), y Modelo 1.1 (ADL).

CORTANTES BASAL Y DERIVAS											
			AENL (Capacidad de Desempeño Sísmico)				ADL (Incluyendo Torsión Adicional)				
Z.S.	R _x *	R _y *	Combinación	V _x Kgf	δ _x /h≤12‰ adim	V _y Kgf	δ _y /h≤12‰ adim	V _x Kgf	δ _x /h≤12‰ adim	V _y Kgf	δ _y /h≤12‰ adim
7	1.3	1.0	(1.4387)CP+SH	4578	8.6 ‰	5959	0.5 ‰	4962	36.6 ‰	7035	8.6 ‰
6	1.3	1.0	(1.4088)CP+SH	4391	5.6 ‰	5214	0.4 ‰	4342	32.0 ‰	6156	7.6 ‰
5	1.2	1.0	(1.3790)CP+SH	3969	5.3 ‰	4469	0.3 ‰	4032	28.6 ‰	5276	6.5 ‰
4	1.1	1.0	(1.3491)CP+SH	3041	3.2 ‰	3165	0.2 ‰	3744	26.6 ‰	3738	4.6 ‰
3	1.0	1.0	(1.3193)CP+SH	2635	2.4 ‰	2532	0.2 ‰	2995	21.3 ‰	2991	3.7 ‰
7	1.3	1.0	(0.6613)CP+SH	4840	9.2 ‰	5958	0.5 ‰	5376	39.7 ‰	7035	8.6 ‰
6	1.2	1.0	(0.6912)CP+SH	4612	6.0 ‰	5213	0.4 ‰	5132	36.4 ‰	6156	7.6 ‰
5	1.1	1.0	(0.7210)CP+SH	4105	5.6 ‰	4468	0.3 ‰	4838	34.3 ‰	5276	6.5 ‰
4	1.0	1.0	(0.7508)CP+SH	3209	3.1 ‰	3165	0.2 ‰	3744	26.6 ‰	3738	4.6 ‰
3	1.0	1.0	(0.7807)CP+SH	2773	2.4 ‰	2532	0.2 ‰	2995	21.3 ‰	2991	3.7 ‰

Tabla J.21

Escuelas Tipo R Tradicional Reforzadas (Malla tipo "Riplex") más un refuerzo adicional de arriostramientos diagonales, sin mampostería. Modelo 4 (AENL y ADL).

CORTANTES BASAL Y DERIVAS											
			AENL (Capacidad de Desempeño Sísmico)				ADL (Incluyendo Torsión Adicional)				
Z.S.	R _x	R _y	Combinación	V _x Kgf	δ _x /h≤12‰ adim	V _y Kgf	δ _y /h≤12‰ adim	V _x Kgf	δ _x /h≤12‰ adim	V _y Kgf	δ _y /h≤12‰ adim
7	1.0	1.0	(1.4387)CP+SH	39109	1.7 ‰	27984	9.2 ‰	27283	0.6 ‰	31549	8.8 ‰
	1.0	1.0	(0.6613)CP+SH	44264	1.9 ‰	28332	9.1 ‰	27283	0.6 ‰	31549	8.8 ‰
6	1.0	1.0	(1.4088)CP+SH	40523	1.7 ‰	26952	8.1 ‰	23873	0.5 ‰	27606	7.7 ‰
	1.0	1.0	(0.6912)CP+SH	38677	1.6 ‰	27150	8.0 ‰	23873	0.5 ‰	27606	7.7 ‰
5	1.0	1.0	(1.3790)CP+SH	38515	1.5 ‰	24410	7.0 ‰	20462	0.4 ‰	23662	6.6 ‰
	1.0	1.0	(0.7210)CP+SH	26594	1.0 ‰	25063	7.1 ‰	20462	0.4 ‰	23662	6.6 ‰
4	1.0	1.0	(1.3491)CP+SH	14768	0.3 ‰	18425	5.2 ‰	14494	0.3 ‰	16765	4.7 ‰
	1.0	1.0	(0.7508)CP+SH	14794	0.3 ‰	16780	4.7 ‰	14494	0.3 ‰	16765	4.7 ‰
3	1.0	1.0	(1.3193)CP+SH	11837	0.2 ‰	13946	3.9 ‰	11595	0.2 ‰	13412	3.7 ‰
	1.0	1.0	(0.7807)CP+SH	11836	0.2 ‰	14112	4.0 ‰	11595	0.2 ‰	13412	3.7 ‰

ANEXO K

Archivo fotográfico de elementos no estructurales encontrados en los planteles visitados, y que son típicos de las escuelas; incluyéndose su identificación según la clasificación de la Sección III.1



Fotografía K.1.

Elementos no estructurales tipo:

- Archivadores, “lockers” y armarios esbeltos.



Fotografía K.2

Elementos no estructurales tipo:

- Archivadores, “lockers” y armarios esbeltos.
- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.
- Plantas en macetas colocadas.



Fotografía K.3

Elementos no estructurales tipo:

- Archivadores, “lockers” y armarios esbeltos.
- Plantas, adornos y otros objetos colgantes.



Fotografía K.4

Elementos no estructurales tipo:

- Estantería, mostradores y vitrinas.
- Mesas, sillas y pupitres.
- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.



Fotografía K.5

Elementos no estructurales tipo:

- Estantería, mostradores y vitrinas.
- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.
- Mesas, sillas y pupitres.



Fotografía K.6

Elementos no estructurales tipo:

- Computadores y equipos de escritorio.
- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.



Fotografía K.7

Elementos no estructurales tipo:

- Mesas, sillas y pupitres.



Fotografía K.8

Elementos no estructurales tipo:

- Mesas, sillas y pupitres.
- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.



Fotografía K.9

Elementos no estructurales tipo:

- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.



Fotografía K.10

Elementos no estructurales tipo:

- Bebederos
- El Extintor de incendios.
- Lámparas livianas de luz adosadas al techo.



Fotografía K.11

Elementos no estructurales tipo:

- Plantas en macetas fijadas a la pared.



Fotografía K.12

Elementos no estructurales tipo:

- Equipos de cocina y aseo.
- Estanterías tipo repisas.
- Gabinetes y armarios.
- Mesas, sillas y pupitres.
- Lámparas livianas de luz adosadas al techo.
- Mampostería no estructural independiente.



Fotografía K.13

Elementos no estructurales tipo:

- Unidades de ventilación fijos en paredes.
- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.



Fotografía K.14

Elementos no estructurales tipo:

- Unidades de ventilación suspendidos sobre techos.
- Lámparas livianas de luz adosadas al techo.



Fotografía K.15

Elementos no estructurales tipo:

- Lámparas livianas de luz colgantes del techo.



Fotografía K.16

Elementos no estructurales tipo:

- Lámparas livianas de luz adosadas al techo.
- Mampostería no estructural independiente.



Fotografía K.17

Elementos no estructurales tipo:

- Objetos decorativos y religiosos.



Fotografía K.18

Elementos no estructurales tipo:

- Cuadros, placas, pizarras, carteleras, espejos y decoraciones.
- Plantas en macetas colocadas.