

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE (NORMA COVENIN 1756) Y EL MÉTODO DE ANÁLISIS NO- LINEAL PROPUESTO POR EL ATC-40 Y FEMA 356 PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA REGULAR TIPO I.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.:
González González, Ricardo Manuel
Pájaro Cudris, Gustavo Rafael
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2015

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE (NORMA COVENIN 1756) Y EL MÉTODO DE ANÁLISIS NO- LINEAL PROPUESTO POR EL ATC-40 Y FEMA 356 PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA REGULAR TIPO I.

TUTOR ACADEMICO: Prof. Germán Lozano

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.:
González González, Ricardo Manuel
Pájaro Cudris, Gustavo Rafael
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2015

ACTA

El día 03 de Noviembre de 2015 se reunió el jurado formado por los profesores:

German Lozano

Angelo Marinilli

Adrián Taboada

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: “**COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE (NORMA COVENIN 1756) Y EL MÉTODO DE ANÁLISIS NO-LINEAL PROPUESTO POR EL ATC-40 Y FEMA 356 PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA REGULAR TIPO I.**”.


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

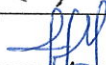
Una vez oída la defensa oral que el (la, las, los) bachiller(es) hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

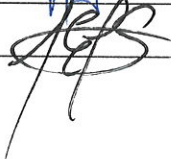
NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Gustavo Pájaro	20	VEINTE
Br. Ricardo González	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO







Caracas, 03 de Noviembre de 2015

AGRADECIMIENTOS

A todas las personas cuyo único objetivo es mantener a la Universidad Central de Venezuela como un centro de pensamiento libre de doctrinas o discriminaciones, a quienes tomaron como suyas todas sus necesidades y deficiencias, con el único fin de permitir el desarrollo de profesionales con la moral y capacidad suficiente para mejorar nuestra sociedad sin comprometer los recursos de las generaciones futuras, a todos ellos quienes fueron mi familia durante seis años y quienes amablemente compartieron conmigo el fruto de su esfuerzo y estudios sin pedirme nunca nada a cambio, a Germán por su paciencia y empeño en enseñarnos que ningún programa podrá sustituir el buen criterio de un ingeniero o el entendimiento de las bases conceptuales y teóricas de la ingeniería.

De quienes aprendí la constancia necesaria para lograr cualquier meta, fueron ustedes quienes con su ejemplo inspiraron en mí el mayor de los sentimientos de pertenencia hacia mi país y mi universidad. Quiero que sepan que para mí el valor sus enseñanzas no reside en las retribuciones económicas de su aplicación, si no en la forma en la que aprendí a usarlas con el único fin de un bien común. Les estaré siempre agradecido y no insisto en describir con mayor detalle lo mucho que les debo, porque es claro que las palabras son insuficientes para justificar todo el sacrificio que han hecho para que yo pueda graduarme.

Por eso quiero que sepan que lo que escriba aquí es solo un humilde reconocimiento de su enorme esfuerzo y que solo podre agradecerles cuando sea mi tiempo el que use para prestar mis conocimientos con el único objetivo de que un día le devuelvan a mis hijos un país con una mejor calidad de vida, donde las personas sean capaces de poner el dialogo y la discusión argumentada en la bases de la razón, sobre la violencia. A todos ellos, les aseguro no perdieron su tiempo conmigo.

Ricardo González

AGRADECIMIENTOS

Primero que todo quiero agradecerle a mi familia, quienes me han guiado en toda mi vida hasta convertirme en la persona que soy hoy en día. Mi papá quien con su lucha y perseverancia me ha demostrado que todo éxito se consigue siendo constante y que no existen metas inalcanzables. Mi mamá que con su amor y afecto siempre ha estado pendiente del camino que escojo y que sin importa cuál sea, cuento siempre con su apoyo.

Al profesor Germán Lozano quien ha dedicado gran parte de su tiempo en enseñarnos y asesorarnos en el desarrollo de este trabajo especial de grado aclarando cada duda y enriqueciendo nuestros conocimientos técnicos en la formación como futuros ingenieros.

A todos los profesores y trabajadores de la Universidad Central de Venezuela. En esta universidad fue donde inicie esta maravillosa carrera y en la cual aprendí los valores y la ética que es necesario para ser un buen ingeniero.

Mis compañeros de clases: Laura Ríos, Francis García, Rosangela Fonseca y Riberth Herrera. Desde el primer año de carrera conté con su amistad y apoyo. A pesar de los momentos difíciles que se presentaron en estos cinco años de estudio, más que amigos se convirtieron en parte de mi familia.

A mi compañero de tesis, Ricardo González, que no solo desarrollo conmigo el presente trabajo sino que también estuvo conmigo en innumerables proyectos que eran indispensable para obtener el título de Ingeniero Civil. Su amistad y apoyo incondicional permitió que yo alcanzara todas las metas que me he propuesto.

Gustavo Pájaro

**Pájaro C, Gustavo R.
González G, Ricardo M.**

**“COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE
(NORMA COVENIN 1756) Y EL MÉTODO DE ANÁLISIS NO-
LINEAL PROPUESTO POR EL ATC-40 Y FEMA 356 PARA EL
DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA REGULAR
TIPO I.”**

Tutor Académico: Prof. Germán Lozano.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2015, n° pág. (193).

Palabras Clave: Punto de desempeño, demanda, capacidad, confiabilidad, desempeño.

RESUMEN

El objetivo fundamental de este trabajo es determinar la precisión y confiabilidad del Método Estático Equivalente propuesto en la norma venezolana COVENIN 1756, comparándolo con el Método de Análisis No Lineal propuesto por ATC-40 y FEMA-356 para la evaluación y rehabilitación estructural de edificaciones clasificadas como regular tipo I (clasificación según COVENIN). Como base de esta comparación se utilizara el punto de desempeño obtenido mediante los procedimientos de análisis no lineal (ANL) propuestos por la *Agencia Federal para la Administración de Desastres* de los Estados Unidos (FEMA) y el *Consejo para la Tecnología Aplicada* del estado de California (ATC), los cuales toman en cuenta consideraciones que permiten desarrollar modelos matemáticos más cercanos a la realidad en el comportamiento de las estructuras durante un sismo. En el contexto de este trabajo se define la demanda sísmica como una cantidad de desplazamientos esperados y la capacidad de la estructura como el desplazamiento máximo permisible de un nodo (en este caso el desplazamiento del último nivel). El proceso de desarrollo del trabajo especial de grado comenzará por definir una estructura regular tipo I (la cual es completamente teórica), luego mediante el Método Estático Equivalente (COVENIN 1756) se diseñarán sus dimensiones y porcentajes de acero de refuerzo con la ayuda del programa SAP2000, posteriormente usando los procedimientos del ATC-40 y FEMA-356 se definirán los daños mecanismos de falla en cada nivel para poder determinar la curva de capacidad de la estructura. Utilizando el método de los coeficientes según FEMA-356 se determinará el punto de desempeño el cual servirá para clasificar la capacidad sismorresistente de la estructura y así saber que tan confiable es el diseño y calculo estructural del método estático equivalente.

INDICE GENERAL

CAPÍTULO I	4
I.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
I.2 OBJETIVOS.....	7
I.2.1 Objetivo General.....	7
I.2.2 Objetivos Específicos	7
I.3 APORTES	8
I.4 ANTECEDENTES	10
CAPÍTULO II.....	11
II.1 METODO ESTATICO EQUIVALENTE	11
II.2 ANALISIS ESTATICO NO-LINEAL.....	21
II.2.1 NIVELES DE DESEMPEÑO	22
II.2.2 AMENAZA SISMICA	33
II.2.3 REQUERIMIENTOS GENERALES ESTABLECIDOS POR FEMA PARA REALIZAR UN AENL.....	35
II.3 PATRONES DE CARGA.....	43
II.4 ESPECTRO DE CAPACIDAD DE FREEMAN.....	44
II.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL Y SU PARTICIPACIÓN EN LAS NORMATIVAS VENEZOLANAS	48
CAPÍTULO III	49
III.1 DISEÑO DE LA INVESTIGACION	49
III.2 FASES DE LA INVESTIGACION.....	50
III.2.1 Búsqueda de antecedentes e información relacionada.	50
III.2.2 Desarrollo.....	50
CAPÍTULO IV.....	52
IV.1 CLASIFICACION DEL METODO DE ANALISIS	52
IV.2 DEFINICION DEL ESPECTRO DE DISEÑO.....	57

IV.2.1 Características del proyecto estructural:	58
IV.3 DEFINICION DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	67
IV.3.1 Dimensiones de las vigas:	68
IV.3.2 Vigas en dirección “X”:	68
IV.3.3 Vigas en dirección Y:.....	72
IV.3.4 Dimensiones de las columnas	77
IV.4 CALCULO DEL CENTRO DE MASA.....	88
IV.5 CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ	99
IV.6 CALCULO DEL CENTRO DE CORTANTE.....	105
IV.7 CALCULO DEL PESO SÍSMICO “WI”	107
IV.8 CALCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL.....	119
IV.9 CALCULO DE LA CORTANTE BASAL	123
IV.10 CALCULO DEL RADIO DE GIRO TORSIONAL	126
IV.11 CALCULO DEL RADIO DE GIRO INERCIAL	132
CAPÍTULO V	142
V.1 BASES DEL PROCEDIMIENTO.....	142
V.2 CONSIDERACIONES DEL MODELO Y ANALISIS	142
V.2.1 GENERAL	142
V.2.2 DESPLAZAMIENTO DEL NODO DE CONTROL	142
V.2.3 DISTRIBUCION DE LA CARGA LATERAL.....	142
V.2.4 ASIGNACION DE ROTULAS PLASTICAS.....	146
V.2.5 CURVA DE CAPACIDAD	149
V.2.6 DETERMINACION DEL PERIODO	176
V.3 DETERMINACIONES DEL DESEMPEÑO.....	177
V.3.1 Factor C_0	177
V.3.2 Factor C_1	178
V.3.3 Factor C_2	180
V.3.4 Factor C_3	180
CAPÍTULO VI.....	182

CAPÍTULO VII	189
VII.1 CONCLUSIONES	189
VII.2 RECOMENDACIONES	191
VII.3 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	193

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Distribucion de fuerzas.....	11
Figura 2 Cortante Basal	14
Figura 3 Fuerza de techo y distribución vertical de la cortante basal.....	15
Figura 4 Momentos torsosres	16
Figura 5 Centro de masa.....	17
Figura 6 Centro de cortantes.....	18
Figura 7 Centro de Rigidez.....	18
Figura 8 Rigidez de piso	19
Figura 9 Derivas	20
Figura 10 Niveles de desempeño.....	29
Figura 11 Diagrama momento curvatura.....	39
Figura 12 Forma generalizada de la curva fuerza vs deformación.....	42
Figura 13 Curva de capacidad obtenida mediante el AENL	45
Figura 14 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad	46
Figura 15 Espectro de demanda	46
Figura 16 Determinación del punto de demanda (Chopra y Goel, 1999).....	47
Figura 18 Parametros del espectro de diseño	57
Figura 19 Aceleración espectral	62
Figura 20 Espectro de aceleraciones.....	66
Figura 21 Modelo 3D y niveles	67
Figura 22Esquema de vigas y orientación de las columnas de planta tipo.....	77
Figura 23 Esquema de vigas y orientación de las columnas de planta techo	77
Figura 24 Orientación de los nervios.....	88
Figura 25 Método de Raleigh.....	119
Figura 26 Cálculo de la cortante basal.....	123
Figura 27 Distribución de la cortante basal	124
Figura 28 Losas planta tipo	132
Figura 29 Losas planta baja	132

Figura 30 Momentos torsores	136
Figura 31 Nodos más alejados del centro de rigidez	139
Figura 32 Aplicación de las cargas laterales en los centros de masa (dirección X)	146
Figura 33 Aplicación de las cargas laterales en los centros de masa (dirección Y)	146
Figura 34 Asignación de rotulas plásticas en vigas	148
Figura 35 Asignación de rotulas plásticas en columnas	148
Figura 36 Esquema del pórtico, con áreas de acero en cm ²	149
Figura 37 Fuerzas axiales por sobre cargas permanentes en las columnas (tonf.)	150
Figura 38 Diagrama de carga axial vs momento	152
Figura 39 Curva fuerza axial curvatura	153
Figura 40 Carga axial total en las columnas (tonf.).....	153
Figura 41 Valores de la curva momento curvatura.....	154
Figura 42 Diagrama momento curvatura en las columnas	155
Figura 43 Rotula plástica a estudiar	156
Figura 44 Cálculo del momento cedente	157
Figura 45 Cálculo de momento último	158
Figura 46 Curva momento curvatura.....	159
Figura 47 Parámetros de las rotulas plásticas para las vigas	160
Figura 48 Parámetros de las rotulas plásticas en las columnas	161
Figura 49 Rotula plástica con los diferentes niveles de desempeño.....	163
Figura 50 Proceso de formación de las rotulas plásticas para los incrementos de carga 2, 6, 7 y 15	165
Figura 51 Curva de Capacidad	168
Figura 52 Formación de rotulas plásticas en el paso 1 (dirección X).....	169
Figura 53 Formación de rotulas plásticas en el paso 2 (dirección X).....	169
Figura 54 Formación de rotulas plásticas en el nivel de ocupación inmediata, paso 7 (dirección X).....	170
Figura 55 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas en el nivel de seguridad de vida, paso 9 (dirección X).....	170

Figura 56 Formación de rotulas plásticas en el nivel de prevención de colapso, paso 11 (dirección X).....	171
Figura 57 Curva de Capacidad Dirección X.....	171
Figura 58 Formación de rotulas plásticas en el paso 1 (dirección Y).....	173
Figura 59 Formación de rotulas plásticas en el nivel de ocupación inmediata, paso 6 (dirección Y).....	174
Figura 60 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas en el nivel de seguridad de vida, paso 8 (dirección Y).....	174
Figura 61 Formación de rotulas plásticas en el nivel de prevención de colapso, paso 10 (dirección Y).....	175
Figura 62 Curva de Capacidad Dirección Y.....	175
Figura 63 Desplazamiento y cortante del punto de desempeño en X.....	185
Figura 64 Desplazamiento y cortante del punto de desempeño en Y.....	185
Figura 65 Desempeño estructural de la edificación.....	186

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Combinacion de los niveles de desempeño	32
Tabla 2 Amenaza sísmica según el periodo de retorno	33
Tabla 3 Clasificación del método de análisis	56
Tabla 4 Zonificación sísmica.....	58
Tabla 5 Tipo de suelo y forma espectral.....	59
Tabla 6 Factor de importancia	60
Tabla 7 Clasificación del nivel de diseño.....	60
Tabla 8 Factor de reducción de respuesta.....	61
Tabla 9 Parametros de la rama de aceleraciones constantes del espectro	62
Tabla 10 Factor de reducción de respuesta.....	63
Tabla 11 Valores gráficos del espectro de respuesta.....	64
Tabla 12 Valores gráficos del espectro de diseño	65
Tabla 13 Dimensiones vigas en PB	68
Tabla 14 Dimensiones vigas en P1.....	68
Tabla 15 Dimensiones vigas en P2.....	69
Tabla 16 Dimensiones vigas en P3.....	69
Tabla 17 Dimensiones vigas en P4.....	69
Tabla 18 Dimensiones vigas en P5.....	70
Tabla 19 Dimensiones vigas en P6.....	70
Tabla 20 Dimensiones vigas en P7.....	70
Tabla 21 Dimensiones vigas en P8.....	71
Tabla 22 Dimensiones vigas en P9.....	71
Tabla 23 Dimensiones vigas en PB	72
Tabla 24 Dimensiones vigas en P1.....	72
Tabla 25 Dimensiones vigas en P2.....	73
Tabla 26 Dimensiones vigas en P3.....	73
Tabla 27 Dimensiones vigas en P4.....	74
Tabla 28 Dimensiones vigas en P5.....	74
Tabla 29 Dimensiones vigas en P6.....	75

Tabla 30 Dimensiones vigas en P7.....	75
Tabla 31 Dimensiones vigas en P8.....	76
Tabla 32 Dimensiones vigas en P9.....	76
Tabla 33 Dimensiones de columnas PB	78
Tabla 34 Dimensiones vigas en P1.....	78
Tabla 35 Dimensiones vigas en P2.....	80
Tabla 36 Dimensiones vigas en P3.....	81
Tabla 37 Dimensiones vigas en P4.....	82
Tabla 38 Dimensiones vigas en P5.....	83
Tabla 39 Dimensiones vigas en P6.....	84
Tabla 40 Dimensiones vigas en P7.....	85
Tabla 41 Dimensiones vigas en P8.....	86
Tabla 42 Dimensiones vigas en P9.....	87
Tabla 43 Centro de masa de PB	89
Tabla 44 Centro de masa de P1	90
Tabla 45 Centro de masa de P2	91
Tabla 46 Centro de masa de P3	92
Tabla 47 Centro de masa de P4	93
Tabla 48 Centro de masa de P5	94
Tabla 49 Centro de masa de P6	95
Tabla 50 Centro de masa de P7	96
Tabla 51 Centro de masa de P8	97
Tabla 52 Centro de masa de P9	98
Tabla 53 Coordenadas del centro de rigidez PB.....	99
Tabla 54 Coordenadas del centro de rigidez P1	100
Tabla 55 Coordenadas del centro de rigidez P2	100
Tabla 56 Coordenadas del centro de rigidez P3	101
Tabla 57 Coordenadas del centro de rigidez P4	101
Tabla 58 Coordenadas del centro de rigidez P5	102
Tabla 59 Coordenadas del centro de rigidez P6	102

Tabla 60	Coordenadas del centro de rigidez P7	103
Tabla 61	Coordenadas del centro de rigidez P8	103
Tabla 62	Coordenadas del centro de rigidez P9	104
Tabla 63	Calculo del centro de cortantes para la acción de la cortante en dirección "X" ..	105
Tabla 64	Calculo del centro de cortantes para la acción de la cortante en dirección "Y" ..	106
Tabla 65	Peso del edificio sobre PB	108
Tabla 66	Peso del edificio sobre P1.....	109
Tabla 67	Peso del edificio sobre P2.....	110
Tabla 68	Peso del edificio sobre P3.....	111
Tabla 69	Peso del edificio sobre P4.....	112
Tabla 70	Peso del edificio sobre P5.....	113
Tabla 71	Peso del edificio sobre P6.....	114
Tabla 72	Peso del edificio sobre P7.....	115
Tabla 73	Peso del edificio sobre P8.....	116
Tabla 74	Peso del edificio sobre P9.....	117
Tabla 75	Peso sismico "Wi" por nivel.....	118
Tabla 76	Fuerzas "Qi" y desplazamientos por nivel.....	120
Tabla 77	Periodo fundamental.....	121
Tabla 78	Valores de aceleración y periodos fundamentales.....	122
Tabla 79	Cortante por nivel	125
Tabla 80	Radio de giro torsional en PB.....	126
Tabla 81	Radio de giro torsional en P1	127
Tabla 82	Radio de giro torsional en P2	127
Tabla 83	Radio de giro torsional en P3	128
Tabla 84	Radio de giro torsional en P4	128
Tabla 85	Radio de giro torsional en P5	129
Tabla 86	Radio de giro torsional en P6	129
Tabla 87	Radio de giro torsional en P7	130
Tabla 88	Radio de giro torsional en P8	130
Tabla 89	Radio de giro torsional en P9	131

Tabla 90 Masas rotacionales de una planta tipo (desde el origen D-8).....	133
Tabla 91 Masas rotacionales de planta techo (desde el origen D-8)	134
Tabla 92 Masas rotacionales por piso (desde el centro de cortante de cada planta)	135
Tabla 93 Momentos torsores para la acción de la cortante en "X"	137
Tabla 94 Momentos torsores para la acción de la cortante en "Y"	138
Tabla 95 Valores máximos de deriva	139
Tabla 96 Derivas en dirección "X" para la acción de la cortante en "X"	140
Tabla 97 Derivas en dirección "Y" para la acción de la cortante en "X"	140
Tabla 98 Derivas en dirección "X" para la acción de la cortante en "Y"	141
Tabla 99 Derivas en dirección "Y" para la acción de la cortante en "Y"	141
Tabla 100 Distribución de cargas Pushover en cada dirección de análisis	145
Tabla 101 Propiedades de las columnas	150
Tabla 102 Barras de refuerzo longitudinal de las columnas.....	151
Tabla 103 Características de las vigas	156
Tabla 104 Valores de la curva momento vs curvatura de la viga.....	158
Tabla 105 Datos de entrada para la tabla de rótulas plásticas según FEMA 356.....	162
Tabla 106 Parámetros para la rótula plásticas según FEMA 356.....	162
Tabla 107 Valores de momento y rotación para la gráfica de la rótula plástica.....	163
Tabla 108 Valores de momento y de desempeño para cada incremento de carga en la viga	165
Tabla 109 Curva de Capacidad Dirección X	172
Tabla 110 Datos usados para la gráfica de capacidad bilineal	173
Tabla 111 Curva de Capacidad Dirección Y	176
Tabla 112 Datos usados para la gráfica de capacidad bilineal	176
Tabla 113 Valores de C_0	178
Tabla 114 Factor de Masa Efectiva C_m	179
Tabla 115 Factor de Modificación C_2	180
Tabla 116 Valores límites para los niveles de desempeño	187

NOTACIÓN

La notación presentada a continuación es la establecida en las Normas COVENIN 1756-1:2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*” y FONDONORMA 1753:2006 “*Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*”.

A_o: Coeficiente de Aceleración horizontal.

Ad: Ordenada del espectro de diseño expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

C: Coeficiente sísmico.

c: $\sqrt{R/\beta^4}$

CP: Efectos debidos a cargas permanentes.

Ct: 0.07 para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto.

Ct: 0.08 para edificios de acero.

CV: Efectos debidos a cargas variable.

f'c: Resistencia especificada del concreto en compresión, expresada en Kg/cm².

Fi(x,y): Fuerza lateral correspondiente al nivel i en la dirección indicada.

Ft: Fuerza lateral concentrada en el último nivel considerado.

fy: Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, expresada en Kg/cm².

hi: Altura de piso medido desde la base.

hj: Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación

h_n: Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

R: Factor de reducción de respuesta.

T: Período fundamental de la edificación, expresado en segundos.

T₀: $0.25 T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, expresado en segundos.

T⁺: Período característico de variación de respuesta dúctil.

T^{*}: Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, expresado en segundos.

U: Combinación de carga empleada.

V_o: Fuerza cortante en la base.

W: Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para la determinación del peso total W a las acciones permanentes deberán sumarse los porcentajes de las acciones variables establecidas en la Norma COVENIN 2002.

W_i: Peso del nivel i de la edificación.

W_j: Peso del nivel j de la edificación.

α : Factor de Importancia.

β : Factor de magnificación promedio

δ_i : diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos.

Δ : Desplazamiento lateral total incluidos los efectos inelásticos; cuando se use con el subíndice se denota la parte elástica del mismo.

μ : Factor de modificación de cortantes

Φ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

p: Exponente que define la rama descendente del espectro.

La siguiente notación es la misma que utiliza los documentos FEMA 356 y ATC-40.

C_m: Factor de masa

C₀: Factor de modificación que relaciona al desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente al desplazamiento techo del sistema de múltiples grados de libertad

C₁: Factor de modificación que relaciona el máximo desplazamiento inelástico esperado con el desplazamiento calculado por la respuesta estática lineal

C₂: Factor de modificación para representar la degradación de la rigidez y deterioro de la fuerza en el máximo desplazamiento.

C₃: Factor de modificación que representa el incremento de los desplazamientos debido a los efectos dinámicos P- Δ .

K_e: Rigidez efectiva en la dirección de análisis.

K_i: Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección de análisis.

R*: Relación de la demanda de fuerza elástica para calcular el coeficiente de rigidez.

T_e: Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección de análisis (segundos).

T_i: Periodo fundamental elástico del edificio en la dirección de análisis (segundos).

T_s: Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo asociado con la transición desde el segmento de aceleración constante del espectro para el segmento de velocidad constante del espectro (T* según nomenclatura COVENIN).

Sa: Aceleración del espectro de respuesta (Ad según nomenclatura COVENIN).

Ve: Límite elástico calculado utilizando resultados del análisis Estático No-Lineal para la curva de capacidad.

α : Relación de la rigidez post-cedencia y la rigidez elástica efectiva.

δ_t : Desplazamiento del nivel techo correspondiente al nivel de desempeño de la estructura.

La siguiente nomenclatura se emplea para identificar y analizar los modelos a estudiar en la presente investigación:

A.losa: Área de la losa de entrepiso definida en la figura “Losas planta tipo”.

Ad(x,y): Aceleración espectral en la dirección indicada.

b.l: Base de la losa indicada.

h.l: Altura de la losas indicada.

Centroid (x,y): Coordenadas centro de masa del elemento indicado.

Centroid (Xt,Yt): Coordenadas centro de masa del entrepiso indicado.

e(x,y): Excentricidad entre la línea de acción de la cortante y el centro de rigidez en la dirección indicada.

frame: Elemento estructural modelado en el programa SAP2000.

he: altura del entrepiso.

Kic(x,y): Rigidez de las columnas.

Ki(x,y): Rigidez del pórtico en la dirección indicado.

Kv(x,y): Rigidez de las vigas.

Koo: Rigidez torsional del piso indicado.

Ixx: Inercia de las losas alrededor de un eje x que atraviesa su centro de masa.

Iyy: Inercia de las losas alrededor de un eje y que atraviesa su centro de masa.

Mt: Momento torsor causado por la cortante de piso el factor (τ) y la excentricidad estática.

Mt': Momento torsor causado por la cortante de piso el factor (τ') y la excentricidad estática.

P: Fuerza axial en el elemento, dada por el programa SAP2000.

Qi: Fuerza lateral aplicada en el centro de masa del piso según el método de Raleigh.

Qi.losa: Carga por unidad de área aplicada en las losas.

Ri: Vector de posición desde el origen establecido (intersección de los eje D y 8) hasta los centros de masa de cada una de las losas.

ri: Radio de giro inercial de la planta.

Rcc: Vector de posición desde el origen establecido (intersección de los eje D y 8) hasta el centro de cortante del entrepiso indicado.

R(X,Y): Rigidez del piso en la dirección indicada.

rt(x,y): Radio de giro torsional en la dirección indicada.

Station: Posición del elemento estructural donde se ubica la fuerza axial "P".

Vi(x,y): Cortante de piso en la dirección indicada.

T(x,y): Periodo fundamental en la dirección indicada.

Vi(x,y): Cortante de piso en la dirección indicada.

W_i: Peso sísmico por nivel.

W_{i,l}: Peso de la losa.

W_{r(D-8)}: Masa rotacional desde el origen (D-8).

W_{rcc}: Masa rotacional desde el centro de cortantes.

X_{cc}: Coordenada x del centro de cortante de cada nivel desde el origen (D-8).

X_{cm}: Coordenada x del centro de masa de cada nivel desde el origen (D-8).

X_{cr}: Coordenada x del centro de rigidez de cada nivel desde el origen (D-8).

X_{cm,l}: Coordenada x del centro de masa de cada losa desde el origen (D-8).

X_{it}: Distancia x del pórtico al origen (D-8).

Y_{cc}: Coordenada y del centro de cortante de cada nivel desde el origen (D-8).

Y_{cm}: Coordenada y del centro de masa de cada nivel desde el origen (D-8).

Y_{cr}: Coordenada y del centro de rigidez de cada nivel desde el origen (D-8).

Y_{cm,l}: Coordenada y del centro de masa de cada losa desde el origen (D-8).

Y_{it}: Distancia y del pórtico al origen (D-8).

Δ_{ex,y,i}: Desplazamiento elástico del nivel i obtenido con el programa SAP2000.

Δ_{x,y,i}: Desplazamiento lateral total del nivel i

ε(x,y): valores representativos del cociente $ex, y/ri$ en la dirección indicada.

δ_i: Deriva del nivel i.

Ω(x,y): Valor representativo del riesgo torsional.

τ : Factor de amplificación dinámica torsional para la dirección indicada.

τ' : Factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta para la dirección indicada.

INTRODUCCION

La esencia de todo procedimiento para la evaluación sísmica es la comparación entre la medida de la demanda a la que un sismo somete a la estructura y la capacidad que tiene esta para resistirla. En métodos tradicionales la demanda está caracterizada por fuerzas, siendo la fuerza total acumulada (producto de la suma de las fuerzas inerciales) en el nivel más bajo de la edificación el valor utilizado para tal propósito, dicha fuerza se conoce como cortante basal.

Al pasar de los años el conocimiento empírico acerca del comportamiento real de las estructuras durante eventos sísmicos y el entendimiento teórico de la dinámica de estructuras ha avanzado considerablemente. El procedimiento tradicional fue modificado para tomar en cuenta el hecho de que la demanda sísmica era también función de la rigidez de la estructura, y que la misma se iría disminuyendo a causa de las deformaciones inelásticas causadas por las vibraciones del sismo.

Los ingenieros empezaron a reconocer el mejor comportamiento de unas estructuras sobre otras, en consecuencia decidieron aplicar de forma más racional la tasa de demanda sísmica al darse cuenta que la usada anteriormente derivaba en sobre diseños, causados por la falta de entendimiento del comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

Estos hechos hicieron evidente la necesidad de una nueva medida para la capacidad. La ductilidad es una propiedad más acertada para tal fin, esta se define como la magnitud de las deformaciones de la estructura una vez superado su límite elástico, esto permitió superar la definición de la demanda como una fuerza para cambiarla por un desplazamiento. La precisión del método de análisis estático no lineal reside en este cambio de concepto, al definir la demanda sísmica como un desplazamiento esperado en un nodo de control (generalmente ubicado en el techo) es posible incluir parámetros de deformación en cada uno de los elementos estructurales permitiendo definir los mecanismos de falla y la variación de la rigidez total de la estructura a medida que sus componentes se plastifican.

El estado del conocimiento en el área del cálculo de estructuras sismorresistentes ha avanzado notablemente, demostrando la naturaleza conservadora de los métodos tradicionales. A pesar de esto, no existen estudios que fundamenten si las diferencias en las filosofías derivan en un diseño acorde con la realidad o más bien en sobre diseños.

El análisis estático es el método más práctico para el diseño de estructuras sismorresistentes de geometría regular en las cuales primer modo de vibración es el predominante, lo que lo convierte en uno de los métodos más usados y con mayor grado de detalle de las normas venezolanas. A pesar de este hecho, no existen en la actualidad estudios que respalden la exactitud de las simplificaciones asumidas por este método.

La norma venezolana exige una serie de requisitos mínimos de regularidad que aseguren que la respuesta dinámica de la estructura sea fundamentalmente traslacional, de manera que las fuerzas máximas a las que la estructura pueda ser sometida durante un sismo puedan ser representadas correctamente por los patrones de carga utilizados por este método.

El siguiente trabajo de grado presenta los esfuerzos por determinar la incertidumbre introducida por las simplificaciones del comportamiento de los distintos componentes estructurales durante un evento sísmico, asumidas por este método con el fin de reducir la complejidad de los cálculos.

El enfoque de esta investigación se centra en una de estas simplificaciones, como lo es la estimación de ductilidad de la estructura definida en la norma a través de un factor de reducción de respuesta "R" y la confiabilidad del diseño que se deriva del mismo. En la versión anterior de estas normas (COVENIN 1756-82) se especificaba la ductilidad en sus espectros, actualmente lo hace a través de dicho factor.

Este valor reduce las fuerzas sísmicas bajo el concepto de que la diferencia entre las fuerzas producto de la respuesta de la estructura ante un sismo y las fuerzas de diseño serán absorbidas por deformaciones inelásticas de los miembros estructurales.

La confiabilidad se medirá como el desempeño o el nivel de daño que la estructura sufrirá ante una demanda sísmica. La aplicación de un método de análisis estático no lineal o “Pushover” permitirá determinar la capacidad real de la estructura (fuerza cortante que produce un desplazamiento del nodo de control hasta que la estructura colapse) mediante la definición de los mecanismos de falla. Para esto se diseñaran las dimensiones de los elementos estructurales mediante el método estático equivalente y se someterán a un patrón de cargas creciente, correspondiente con el patrón de cargas de la estructura en el modo fundamental de vibración, el cual aumentara hasta llevar la estructura al límite de su capacidad.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

I.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El diseño tradicional parte del supuesto que las edificaciones responden de una manera sistemática a la aplicación de la fuerza en el dominio elástico, es decir, cuando el diseño se realiza para controlar los esfuerzos y en consecuencia las deformaciones se usa el estado límite de servicio, y cuando se busca es el diseño basado en la resistencia de la estructura sin controlar las deformaciones debido a que estas superan el rango elástico, se usa el diseño por estado límite de agotamiento. En ambos métodos se acepta que se generan daños en la estructura.

En los años ochenta se establecen métodos en el estado límite del agotamiento y se incorporan factores de reducción de respuesta (R), que permiten de alguna forma garantizar que el modelo estructural presentara una resistencia y rigidez que llevara o conducirá a la plastificación del modelo, mientras que en el caso del estado límite de servicio se establece un factor de reducción R_w que es superior al anterior pero garantizando un control del esfuerzo admisible en la estructura que no implica la ausencia de daños en el sistema, siempre que este no supere un valor de carga determinado. Dichos daños no son fáciles de evaluar, por lo que son admitidos mediante el valor R y R_w

La realidad es que las demandas sísmicas pueden someter a la estructura a ciclos de carga que resulten en la incursión de sus elementos en el rango inelástico, es decir que la estructura disipará la energía sísmica no sólo a través de desplazamientos sino también a través de deformaciones. Este tipo de análisis es conocido como Análisis No Lineal (pushover) y se basa en procedimientos establecidos por el ATC-40 (Applied Technology Council) y el FEMA (Federal Emergency Management Agency), ambos documentos son guías realizadas con el fin de facilitar la aplicación de este método.

En el presente documento se realizará una comparación entre ambos métodos, el Análisis Estático No Lineal (AENL) y el Análisis Estático Equivalente (AEL), de manera de

responder a las interrogantes existentes sobre la precisión y posibles sobre-diseños del último de los métodos mencionados, utilizando como referencia las normas venezolanas y los documentos del ATC y FEMA (siendo el primero un instituto que aporta información y estudios al segundo, que es un organismo mayor). También se analizará mediante los procedimientos no lineales una estructura regular tipo I diseñada mediante la normativa COVENIN 1756 y se clasificará su capacidad de daño mediante la obtención del punto de desempeño. Para esto será necesario determinar las relaciones entre tres parámetros base:

- La capacidad, o esfuerzo máximo que es capaz de resistir la estructura antes y después de que sus elementos sobrepasen su límite elástico, causando que toda la estructura sufra deformaciones plásticas.
- La demanda, que es la representación de los esfuerzos solicitados por el sismo en los diferentes métodos de análisis y que consiste en una estimación de los desplazamientos esperados para la estructura.
- El punto de desempeño, que es conceptualmente el nivel de daños admisible de la estructura para un nivel de demanda sísmica establecido.

Para esto se utilizarán herramientas de cálculo estructural asistido por computadora, como lo es, entre muchos otros, el programa SAP2000, que permite modelar de manera gráfica como se desempeñara la estructura ante la acción de un sismo.

Este procedimiento de comparación y clasificación permitirá definir la efectividad del diseño escogido, ayudando al ingeniero a realizar un modelo más realista del comportamiento de una estructura ante un sismo, permitiéndole identificar y eliminar de manera puntual y rápida las vulnerabilidades existentes, aumentando el nivel de desempeño y disminuyendo los costos.

Con este trabajo especial de grado se pretende resolver las siguientes interrogantes:

- ¿Cuál es el nivel de daño que puede sufrir una estructura regular tipo I diseñada por el Método Estático Equivalente al incurrir en el rango inelástico?

- ¿Qué participación tienen los análisis no lineales dentro de las normativas venezolanas?
- ¿Es importante que los ingenieros venezolanos complementen sus diseños estructurales con los análisis no lineales?

I.2 OBJETIVOS

I.2.1 Objetivo General

Comparar la confiabilidad del diseño sismorresistente de una estructura regular tipo I, calculada mediante los procedimientos propuestos por las normas COVENIN y analizada mediante los documentos FEMA y ATC, usando como parámetro de clasificación el punto de desempeño de la estructura, obtenido mediante el programa SAP2000.

I.2.2 Objetivos Específicos

1. Diseñar las dimensiones y el acero de refuerzo de la estructura basándose en las normas venezolanas COVENIN 1756 (Método Estático Equivalente).
2. Establecer la capacidad de respuesta de la estructura ante un sismo mediante los procedimientos propuestos por el FEMA-356 y el ATC-40.
3. Contrastar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica de la zona elegida para el estudio.
4. Verificar la confiabilidad del diseño obtenido inicialmente con las normas venezolanas, tomando en cuenta como parámetro de clasificación el punto de desempeño.

I.3 APORTES

Expresada en forma resumida, la filosofía de diseño aceptada prácticamente por todos los países con alta vulnerabilidad sísmica, establece por una parte que las edificaciones deben diseñarse de modo que sufran poco o ningún daño durante los eventos sísmicos que ocurren frecuentemente durante el período de vida útil, pero por otro lado, establece que ante la eventualidad del sismo más severo que se puede esperar en una localidad determinada, las estructuras pueden sufrir daños tan graves que incluso impliquen su demolición, a menos que existan garantías de que no colapsara durante la ocurrencia de un sismo posterior.

La justificación de esta filosofía radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras para impedir la ocurrencia de daños durante un sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de tal evento sísmico. El método de análisis no lineal (pushover) permite determinar el nivel de daño aceptable para cada uno de los distintos niveles de amenaza sísmica, en vez de diseñar la estructura para un evento sísmico desproporcionado con baja probabilidad de ocurrencia. Este método permite un diseño eficiente y una disminución importante en el presupuesto de la obra, por lo que aplicado correctamente contribuiría en gran medida al desarrollo de la sociedad venezolana a través de infraestructuras con un comportamiento sísmico más adecuado. Adicionalmente este documento servirá como guía para los estudiantes de la facultad de ingeniería de la Universidad Central de Venezuela y otras universidades, permitiéndoles desarrollar futuros análisis de comportamiento estructural.

Varias ciudades de Venezuela han sido epicentros de grandes sismos que han afectado de manera significativa a edificaciones de diferentes tipos, obligando a los ingenieros civiles a tomar en consideración la reestructuración de las normas COVENIN de diseño y construcción de años anteriores. En la actualidad, es muy común emplear el procedimiento de “Análisis Estático Equivalente”, el cual proporciona para estructuras regulares del tipo I, un diseño que puede ser muy conservador y que puede incurrir en sobre precios a la hora de la construcción. Este método es ampliamente usado, debido a su simplicidad y el grado de detalle con el que está explicado en las normas venezolanas. El método Pushover es un

procedimiento alternativo de diseño mucho más preciso que los métodos convencionales, debido a que toman en cuenta consideraciones no lineales, es decir que algunos elementos estructurales superan el rango elástico. A pesar de la superioridad de este método, el grado de detalle en las normas venezolanas no es suficiente para fomentar su aplicación, por lo que este documento podría servir de base para futuras actualizaciones que incluyan este procedimiento.

I.4 ANTECEDENTES

Los Ingenieros estructurales día a día se ven más involucrados en la investigación y mejora de los métodos de diseño, con el fin de construir edificaciones que sean capaces de resistir grandes demandas sísmicas sin que estas colapsen. Diversas hipótesis se han usado para la elaboración de cálculos estructurales que actualmente se utilizan en diversos proyectos y que están contemplados en la norma COVENIN 1756 en su capítulo 9, entre las cuales se pueden mencionar: “Análisis Estático”, “Análisis Dinámico Plano”, “Análisis Dinámico Espacial”, “Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Flexible”. Como método alternativo, la norma COVENIN 1756 presenta el Análisis Estático No-Lineal (AENL) como una opción a usarse en conjunto con los métodos descritos previamente.

El Análisis Estático No Lineal se ha venido empleando en estructuras que necesitan refuerzos y adecuaciones que incrementen su capacidad ante sismos. Documentos como el FEMA-356 y el ATC-40 describen paso a paso el procedimiento de análisis a emplearse para conocer de manera confiable el nivel de desempeño que posee la estructura. Trabajos de grado provenientes de la Universidad Nueva Esparta y la Universidad Central de Venezuela fueron consultadas a fin de conocer las bases teóricas de las cuales se rige el AENL:

Romero Ibáñez, Rubén Darío y Valero Gamboa, Blanca Katiuska (2013), quienes con su tesis titulada **“Evaluación de la Capacidad Sismorresistente de una Edificación de Concreto Estructural Empleando la Metodología del Modal Pushover Analysis”**, evaluaron una estructura aporricada de concreto armado y calcularon la capacidad real de la estructura con respecto a los aceros de refuerzos reales en las vigas y columnas usando el programa SAP2000.

Ing. Del Re R., Gianina (2006). **“Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Lineal Para Determinar el Desempeño Sísmico de Estructuras Aporricadas de Concreto Armado”**. El objetivo principal era el de determinar la demanda sísmica en edificaciones existentes de pocos pisos y presentar su aplicación a la evaluación de una edificación escolar tipo.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

II.1 METODO ESTATICO EQUIVALENTE

La magnitud de las fuerzas sísmicas es el resultado de la respuesta dinámica de la estructura a la excitación del suelo. Para poder estimar las cargas sísmicas se usan dos criterios admitidos en la mayoría de las normas sismorresistentes:

- Análisis Estático
- Análisis Dinámico

El análisis estático es comúnmente usado y permite analizar edificios altos con características regulares en los cuales el primer modo de vibración es el fundamental. En estos casos la distribución de las fuerzas de sismo se puede adoptar de forma triangular como se muestra en la figura a continuación:

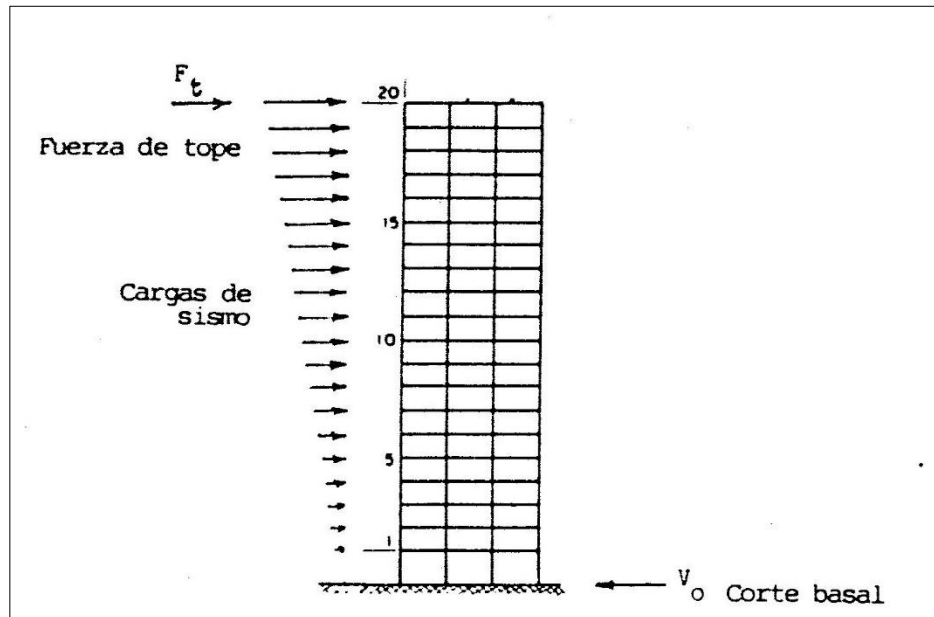


Figura 1 Distribucion de fuerzas

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

El método de análisis estático equivalente de estructuras es un proceso de estudio que se enmarca dentro del campo del análisis estructural y tiene como objetivo determinar la respuesta de una estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico

Las características de un sismo quedan perfectamente definidas cuando se conocen en todos los puntos las tres coordenadas o posibles desplazamientos y su aceleración a través del tiempo dadas por los acelerogramas. Los gráficos que representan los valores máximos de las funciones de respuesta para los valores de periodo y amortiguamiento usados para el diseño y la determinación de la aceleración en el método estático equivalente son los llamados espectros de diseño. Si bien la respuesta de un edificio es siempre un problema dinámico, es posible analizar los sistemas estructurales solicitados mediante criterios de cargas equivalentes tomando en consideración el modo fundamental de vibración

Las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura consiste en fuerzas inerciales de masa que se originan por la excitación de las fundaciones de la estructura durante un evento sísmico, en zonas sísmicas la intensidad de los temblores es generalmente inversamente proporcional a la frecuencia de ocurrencia de los mismos, por ello mientras mayor sea la magnitud de un sismo más baja será la probabilidad de ocurrencia del mismo. Si bien es posible diseñar estructuras que no sufran daño alguno durante sismos severos, no es usual este tipo de diseño pues no es justificado el exagerado costo que ello representa. Por ello las estructuras se diseñan para que no sufran daños en sismos de baja intensidad, pocos daños reparables durante sismos de mediana magnitud y si es posible que se deterioren durante un sismo de gran magnitud, deben siempre mantener la estabilidad ante las cargas gravitacionales para permitir el desalojo luego del evento sísmico, es por esto que se exige que toda estructura posea suficiente reserva de energía para incursionar en el rango inelástico sin colapsar.

La ductilidad es una importante característica en una estructura pues limita su respuesta bajo la acción dinámica de las fuerzas sísmicas. Cuando un edificio es dúctil, la energía transmitida por el movimiento telúrico que da lugar a las vibraciones se reduce por la energía gastada en las grandes deformaciones que superan el límite elástico, el cual es el máximo

valor de esfuerzo para el cual las deformaciones se mantiene proporcionales a las cargas. En miembros aislados la ductilidad puede ser fácilmente determinada pero en estructuras hiperestáticas su valoración no es directa dada la complejidad de la mayoría de los sistemas estructurales donde no todos los componentes estructurales alcanzan su límite elástico simultáneamente. La ductilidad se cuantifica a través del factor de reducción de respuesta (R) el cual se utiliza para el cálculo de las ordenadas del espectro de diseño y está determinado por factores como el nivel de diseño, el tipo de estructura y su importancia.

Como ya se mencionó el método estático equivalente es aplicable en estructuras regulares, con un modo fundamental principalmente traslacional, para el cual se estiman unas fuerzas inerciales que se distribuyen en cada planta, cuya sumatoria es igual a una cortante en la base que representa el efecto del sismo, para obtener dicha cortante se debe calcular primero el periodo fundamental mediante el método de Raleigh, mostrado más adelante en la Figura 24. La cortante se calcula como se muestra en la siguiente figura.

METODO ESTATICO EQUIVALENTE

Tanto en la estimación del corte basal como en su distribución en la altura, se ha incorporado el efecto de los nodos superiores de vibración según la flexibilidad de la edificación y las características del espectro sísmico correspondiente.

La fuerza de corte basal se obtiene :

$$V_0 = C W = \mu A_d W$$

donde :

A_d = Ordenada del espectro de diseño, dada en ecs. 6.5 a 6.5 y figura 6.16

W = Peso del edificio incluidas las cargas indicadas en la Sección Cargas Permanentes y Variables

μ = El mayor de los valores dados por :

$$\mu = \frac{3}{2} \left(\frac{N + 1}{2N + 1} \right)$$

$$\mu = 0,8 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right)$$

siendo :

N = Número de pisos

T = Período fundamental

T^* = Período característico del suelo
dado en la Tabla 6.6.

Figura 2 Cortante Basal

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

Para tomar en cuenta la posibilidad de la participación de los modos superiores de vibración en edificios con problemas de esbeltez se incorpora adicionalmente una fuerza de techo “ F_t ”, calculada como se muestra a continuación.

FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

El corte basal V_0 se distribuye según fuerzas laterales de diseño en cada nivel, con la siguiente relación :

$$F_t + \sum_{i=1}^N F_i = V_0 \quad (6.15)$$

donde :

F_t = Fuerza sísmica adicional en el topo del edificio

$$F_t = (0,06 \frac{T}{T^*} - 0,02) V_0 \quad (6.16)$$

y acotada por los siguientes límites :

$$0,04 V_0 \leq F_t \leq 0,1 V_0 \quad (6.17)$$

y

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i , obtenida de la ecuación :

$$F_i = (V_0 - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (6.18)$$

donde :

W_j = Peso del nivel j del edificio

h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j del edificio

Figura 3 Fuerza de techo y distribución vertical de la cortante basal

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

Adicional al método estático equivalente, es necesario tomar en cuenta los efectos torsionales que puede sufrir la estructura ante un sismo severo, ya que el método anteriormente descrito solo supone una aplicación lateral de la cortante basal produciendo una traslación pura de cada uno de los niveles de la estructura. El método de la torsión estática equivalente incorpora en cada nivel y en cada dirección la fuerza cortante aplicada en el centro de rigidez, que al ser este distinto al centro de masa, produce momentos torsores que necesitan ser estudiados y analizados al momento del diseño sísmico, dichos momentos se calculan como se muestra continuación.

METODO PARA DETERMINAR LA TORSION ESTATICA EQUIVALENTE

El momento torsor en cada dirección y en cada nivel, se evaluará con las siguientes ecuaciones :

$$M_{t,i} = V_i (\tau e_i + 0,1 B_i) \quad (6.28)$$

$$M_{t,i} = V_i (e_i - 0,1 B_i) \quad (6.29)$$

donde :

- e_i = Excentricidad estática en el nivel i , en la dirección normal a la dirección analizada
- B_i = Ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada
- τ = Factor de amplificación dinámica de la estructura

Para el diseño se adoptará el valor de $M_{t,i}$ que resulte más desfavorable para la estructura. La Tabla 6.9 da los valores para el factor de amplificación τ .

Figura 4 Momentos torsores

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

La torsión estática amplificada τ_{ei} origina un momento torsor accidental que toma en cuenta los siguientes factores

- Comportamiento inelástico de algunos elementos de la estructura
- Variaciones de las rigideces relativas de algunos de los elementos resistentes en el prediseño
- Incremento de la magnitud de las cargas vivas adoptadas
- Cambio de ubicación de las cargas muertas

Para el cálculo de los momentos torsores fue necesario determinar primero parámetros tales como:

Centro de masa: El centro de masa de un entrepiso genérico i es el punto por donde pasa la resultante de las cargas de las columnas del entrepiso estudiado. La masa de cada entrepiso se considera concentrada en este punto, que está contenido en la línea de acción de las fuerzas inerciales f_i . El centro de masa se calcula como se explica en la figura siguiente.

Las coordenadas del centro de masa, con relación a un sistema de ejes iniciales, se puede obtener también con la ecuación 6.41, tomando en cuenta los pesos de los entrepisos en el nivel que se analiza.

$$x_m = \frac{\sum (w_j x_j)}{W_i} \qquad y_m = \frac{\sum (w_j y_j)}{W_i} \qquad (6.41)$$

donde w_j es el peso inicial de las losas o placas de entrepiso y demás elementos estructurales, tales como escaleras, maquinarias pesadas, etc., más las cargas móviles parciales correspondientes.

x_j o y_j son las distancias del centro de gravedad de estos pesos parciales w_j a los ejes coordenados mencionados. W_i es el peso total efectivo del nivel i que se analiza.

Figura 5 Centro de masa

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

Centro de cortantes: El centro de cortantes es el punto de intersección de la línea de acción de las fuerzas cortantes que actúan en ambas direcciones “X” y “Y”. En cada nivel debe definirse el centro de cortantes según las siguientes ecuaciones.

CENTRO DE CORTANTES

El centro de cortantes es el punto de intersección de las líneas de acción de las fuerzas cortantes que actúan según las direcciones X e Y respectivamente. En cada entrepiso se debe definir la posición del centro de cortantes, cuyas coordenadas para el nivel i genérico son :

$$x_c = \frac{\sum (F_i x_m)}{V_i} \qquad y_c = \frac{\sum (F_i y_m)}{V_i}$$

V_i son las fuerzas laterales en el nivel i que se obtienen sumando vectorialmente las fuerzas de piso aplicadas en los niveles por encima del entrepiso considerado.

x_m e y_m son las coordenadas respectivas del centro de masa, en el nivel i.

Figura 6 Centro de cortantes

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

Centro de rigidez: Se define por centro de rigidez el punto donde al aplicar la fuerza correspondiente el entrepiso se traslada sin rotar respecto al nivel inferior. El centro de rigidez se calcula como se muestra a continuación.

6.14.- CENTRO DE RIGIDEZ O CENTRO DE TORSION

Se define por centro de rigidez o centro de torsión de un determinado nivel de la estructura, el punto donde al aplicar la fuerza de corte horizontal correspondiente, el piso se traslada horizontalmente sin rotar con respecto al nivel inferior.

Las coordenadas del centro de torsión se obtienen :

$$x_T = \frac{\sum R_{iy} x_i}{\sum R_{iy}} \qquad y_T = \frac{\sum R_{ix} y_i}{\sum R_{ix}}$$

En cada caso, el producto $R_{iy}x_i$ o $R_{ix}y_i$ resulta el momento estático de la rigidez de cada pórtico de un determinado nivel por su distancia al eje de coordenadas elegido inicialmente, y la sumatoria se extiende a todos los pórticos de ese nivel.

Figura 7 Centro de Rigidez

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

Donde la rigidez de cada pórtico se calcula como se indica a continuación:

3.- RIGIDEZ DE LOS ENTREPISOS PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL
Criterios de Wilburg.

Existen diferentes métodos aproximados para determinar la rigidez lateral de los pisos solicitados por fuerzas cortantes F_i .

Entre ellos, el Método de Wilburg ofrece sencillez de cálculo y suficiente exactitud de los resultados. Para que estos criterios puedan aplicarse, las columnas deben tener sección transversal constante entre los diferentes niveles.

En un entrepiso genérico i , la rigidez de un pórtico resulta:

$$R_i = \frac{48 E}{(h_i - h_{i-1}) \left[\frac{4(h_i - h_{i-1})}{\sum K_{C,i}} + \frac{h_i - h_{i-2}}{\sum K_{V,i-1}} + \frac{h_{i+1} - h_{i-1}}{\sum K_{V,i}} \right]}$$

Para el pórtico del primer piso, con columnas de altura h_1 empotradas en su base,

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\sum K_{C,1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{V,1} + \frac{1}{12} \sum K_{C,1}} \right]}$$

Figura 8 Rigidez de piso

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

Una vez definidos los momentos torsores y las cortantes de piso se determinaran las fuerzas de diseño actuantes en cada uno de los pórticos en cada piso, dicha fuerza será el producto de la superposición de los siguientes efectos:

- Fuerza de cortante del piso actuando en el centro de rigidez
- Fuerza cortante por torsión, traducida en corte directo e indirecto.

La fuerza cortante del piso actuando en el centro de torsión es la que produce solo traslación del edificio, por otro lado el corte directo son las fuerzas producidas por el momento torsor resistidas por los pórticos en la misma dirección en la que actúa la fuerza cortante, mientras que el corte indirecto son las fuerzas resistidas por los pórticos perpendiculares a los anteriores. De los valores máximos del análisis para los casos corte

por traslación más corte directo por torsión y corte indirecto por torsión se debe elegir el más desfavorable para el diseño.

Una vez definidas las combinaciones más desfavorables de los efectos de corte por traslación y torsión (determinados con el programa SAP2000) se procedió a verificar los desplazamientos laterales establecidos por la norma como se muestra en la siguiente figura.

CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES

El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calcula como :

$$\Delta_i = D \Delta_{ei} \quad (6.30)$$

D = Factor de ductilidad dado en la Tabla 6.4.
 Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.

δ_i entre los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos se

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (6.31)$$

Para limitar el daño a elementos no estructurales, escaleras, juntas tabiques, enlucidos, cerramientos y vidrios debidos a excesivos desplazamientos laterales con la ec. 6.30, el valor de Δ_i no debe exceder el cociente :

$$\eta_i = \frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \quad (6.32)$$

Los valores se indican en la Tabla 6.10.

Figura 9 Derivas

Fuente: Edificios Altos, M. Fratelli, 1998

II.2 ANALISIS ESTATICO NO-LINEAL

Este tipo de análisis se diferencia de los análisis lineales por tomar en consideración que al momento de deformación de los materiales, estos cambian sus rigideces y por ende cambian sus propiedades, obteniendo una respuesta inelástica ante la participación de cargas sísmicas. La representación de este tipo de análisis se hace mediante la curva de capacidad de carga o mejor conocida como curva “Pushover” la cual relaciona la cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la edificación.

El Análisis Estático No-Lineal (AENL) es una herramienta para determinar las vulnerabilidades presentes en una edificación al momento de un sismo. Este método consiste en aplicar una carga monotónicamente creciente hasta alcanzar un desplazamiento o una fuerza cortante basal definida anteriormente.

Para los científicos Krawinkler y Seneviratna, (1998), este tipo de análisis ofrece información que no puede ser obtenida a través de un Análisis Estático Equivalente de las cuales se pueden mencionar:

- Demandas reales sobre las solicitaciones actuantes en los elementos estructurales como carga axial en columnas, momentos actuantes en los nodos, fuerza cortante en las vigas, etc.
- La demanda de deformación para los elementos que tienen que incurrir en el rango inelástico para la disipación de energía (rotulas plásticas).
- El deterioro en la resistencia en los elementos individuales sobre el comportamiento del sistema estructural.
- Identificación de las zonas que se esperan altamente demandadas por deformación en los diferentes elementos estructurales.
- Identificación de las discontinuidades de rigideces tanto en planta como en elevación.

- Estimación de las torsiones de los entre pisos que consideran la discontinuidad de la resistencia o rigidez y que puede ser usado para el control de daños y desplazamientos.

La Agencia Federal para la Administración de Desastres (FEMA) junto a ATC son los encargados de crear los documentos destinados a la **Rehabilitación Sísmica de Edificios** la cual abarca todo el nivel nacional de los Estados Unidos y proporciona a los profesionales del área de la construcción métodos para la rehabilitación y evaluación del desempeño sísmico de edificios. Estos documentos están diseñados para ser utilizados por funcionarios encargados en los programas de rehabilitación sísmica, o como referencia por los propietarios de edificios y profesionales del diseño en los esfuerzos de rehabilitación voluntarias.

II.2.1 NIVELES DE DESEMPEÑO

El desempeño de los edificios se puede describir cualitativamente en términos de la seguridad que los ocupantes poseen durante y después del evento sísmico; el costo y la facilidad de la restauración del edificio para la condición pre-terremoto; el tiempo en que el edificio estará fuera de servicio para efectuar reparaciones; y los impactos económicos, arquitectónicos o históricos que afectan a la comunidad en general. Estas características de desempeño están directamente relacionadas con el grado de daño que se espera en el edificio. Para los documentos FEMA y ATC el alcance de los daños de un edificio se clasificara como el nivel de desempeño de la estructura.

Un nivel de desempeño del edificio consistirá en una combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural. El desempeño de los edificios se expresa en términos de “niveles de desempeño”. Estos niveles son estados de daños seleccionados entre el espectro de posibles estados de daño que los edificios podrían experimentar durante un terremoto. Los estados de daño identificados como niveles de desempeño del edificio han sido seleccionados porque tienen consecuencias fácilmente identificables asociados a la disposición posterior al terremoto del edificio que son significativos para la comunidad. Estos incluyen la posibilidad de reanudar las funciones

normales dentro del edificio, la conveniencia de la ocupación post-terremoto, y el riesgo para la seguridad de vida.

II.2.1.1 RANGOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

El nivel de desempeño estructural se basa en el grado de daño que puede esperarse de los componentes estructurales de un edificio y se puede seleccionar entre cuatro niveles de desempeño estructurales y dos rangos de desempeño intermedio definidos en esta sección.

Los niveles de desempeño estructurales son **Ocupación Inmediata (S-1)**, **Seguridad De Vida (S-3)**, **Prevención De Colapso (S-5)**, y **No Considerado (S-6)**. Los rangos de desempeño estructurales intermedio son rango de **Control De Daño (S-2)** y rango de **Seguridad Limitada (S-4)**. Los criterios de aceptación para el rango de **Control De Daño** se obtendrán por interpolación de los criterios establecidos entre los niveles de **Ocupación Inmediata** y **Seguridad De Vida**. Los criterios de aceptación para el desempeño dentro del rango de **Seguridad Limitada** se obtendrán por interpolación de los criterios de aceptación establecidos para **Seguridad De Vida** y **Prevención De Colapso**.

II.2.1.1.1 Ocupación inmediata (S-1)

El nivel de desempeño **S-1** se define como el estado de daños que permite que la ocupación de la estructura continúe sin interrupción o disminución de la seguridad de sus ocupantes, en esencia mantiene la resistencia de diseño antes del terremoto y la rigidez de la estructura, y cumple con los criterios de aceptación especificados para los documentos FEMA y para este nivel de desempeño estructural.

Esto significa que después del terremoto el estado de daño estructural es muy limitado. Los sistemas verticales resistentes a fuerzas laterales del edificio conservan casi toda su fuerza y rigidez pre-terremoto. El riesgo de amenaza a la vida como resultado del daño estructural es muy bajo, y aunque algunas reparaciones estructurales menores pueden ser apropiadas, éstas generalmente no son necesarias antes de la ocupación.

II.2.1.1.2 Rango de control de daño (S-2)

El rango de desempeño estructural **S-2**, se define como el rango continuo de daño estructural entre la **seguridad de vida (S-3)** y el nivel de **ocupación inmediata (S-1)**. El diseño para el rango de **control de daño** puede ser deseable para minimizar el tiempo de reparación e interrupción de operación, como medio parcial de proteger equipos valiosos y contenidos, o para preservar los elementos históricos importantes cuando el costo del diseño para su ocupación inmediata es excesivo.

II.2.1.1.3 Seguridad de vida (S-3)

El nivel de desempeño estructural **S-3**, se define como el estado de daños tras el terremoto que incluye daños en los componentes estructurales, pero conserva un margen contra la aparición del colapso parcial o total en el cumplimiento de los criterios de aceptación especificados en FEMA.

El nivel de desempeño estructural **S-3**, representa un daño significativo que se ha producido a la estructura tras el terremoto. Algunos de los elementos estructurales y componentes están severamente dañados, pero esto no resulta en escombros que pueden afectar a la integridad de las personas, ya sea dentro o fuera del edificio. Puede ocurrir lesiones durante el terremoto, sin embargo, se espera que la amenaza a la vida como resultado del daño estructural sea baja. Debe ser posible reparar la estructura pero por razones económicas esto puede que no sea práctico. Mientras que la estructura dañada no sea un riesgo inminente de colapso, sería prudente aplicar reparaciones estructurales o instalar refuerzos temporales antes de volverlo a ocupar.

II.2.1.1.4 Rango de seguridad limitada (S-4)

El rango de desempeño estructural **S-4**, se define como el rango continuo de estados de daño estructural entre la **seguridad de vida (S-3)** y el nivel de **prevención de colapso (S-5)**.

II.2.1.1.5 Prevención de colapso (S-5)

El nivel de desempeño estructural **S-5**, se define como el estado de daños tras el terremoto que incluye daños en los componentes estructurales de tal manera que la estructura sigue soportando cargas gravitacionales, pero no posee un gran margen contra el colapso en el cumplimiento de los criterios de aceptación especificados en FEMA.

Esto significa que el estado de daños tras el terremoto en el que el edificio se encuentra está al borde del colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial a la estructura, incluyendo una degradación significativa en la rigidez y resistencia de los elementos resistentes a cargas laterales, gran deformación lateral permanente, y degradación en la capacidad de soporte de cargas verticales. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema de resistencia a cargas gravitacionales deben seguir soportando las demandas de carga. El riesgo significativo de lesiones debido a la caída de escombros puede existir. Puede que no sea práctica la reparación de la estructura y no es seguro para ocupación inmediata.

II.2.1.1.6 No considerado (S-6)

Una rehabilitación de edificios que no aborda el desempeño de la estructura se clasificará como Desempeño Estructural **No Considerado (S-6)**.

II.2.1.2 NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL

El desempeño no estructural de un edificio se puede seleccionar entre cinco niveles que consiste en **Operacional (N-A)**, **Ocupación Inmediata (N-B)**, **Seguridad de Vida (N-C)**, **Amenaza Reducida (N-D)** y **No Considerado (N-E)**.

Los componentes no estructurales abordados según FEMA y ATC incluyen componentes arquitectónicos como tabiques, revestimientos exteriores y techos; componentes mecánicos y eléctricos, sistemas de climatización, instalaciones sanitarias, sistemas de extinción de incendios, e iluminación.

II.2.1.2.1 Operacional (N-A)

El nivel de desempeño no estructural **N-A**, se define como el estado de daños tras el terremoto en el que los componentes no estructurales son capaces de soportar las funciones de pre-terremoto presentes en el edificio.

En este nivel, la mayoría de los sistemas no estructurales necesarios para el uso normal del edificio, incluyendo la iluminación, instalaciones sanitarias, ventilación y computadoras son funcionales, aunque se pueden requerir una limpieza menor y reparación de algunos artículos. Este nivel de desempeño no estructural requiere consideraciones más allá de aquellas que están normalmente dentro de la responsabilidad del ingeniero estructural. Además de asegurar que los componentes no estructurales están colocados y arriostrados correctamente dentro de la estructura, es necesario proporcionar los servicios públicos de emergencia. También puede ser necesario realizar pruebas de calificación rigurosa a cerca de la capacidad de los principales elementos eléctricos y mecánicos para que funcionen durante o después del evento sísmico.

II.2.1.2.2 Ocupación inmediata (N-B)

El nivel de desempeño no estructural **N-B**, se define como el estado de daños tras el terremoto que afecta a los componentes no estructurales, pero los componentes de acceso al edificio y de sistemas de seguridad (incluyendo puertas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, alarmas contra incendios) permanece generalmente disponibles y operables, a condición de que la energía eléctrica está disponible.

Fisuras en las ventanas y algunos daños leves podrían ocurrir en algunos componentes. Suponiendo que el edificio es estructuralmente seguro, los ocupantes podrían permanecer en forma segura en el edificio, aunque el uso normal puede verse afectado y se puede requerir algo de limpieza e inspección. En general, los componentes de los sistemas mecánicos y eléctricos en el edificio son estructuralmente seguros y deben ser capaces de funcionar. Sin embargo, algunos componentes pueden experimentar desajustes o daños internos y ser inoperables. Energía, agua, gas natural, líneas de comunicación y otros

servicios públicos necesarios para el uso normal pueden no estar disponibles. El riesgo de lesiones potencialmente mortales debido al daño no estructural es muy bajo.

II.2.1.2.3 Seguridad de vida (N-C)

El nivel de desempeño no estructural **N-C**, se define como el estado de daños tras el terremoto que afecta a los componentes no estructurales, pero el daño no es peligroso para la vida de las personas.

El nivel de desempeño no estructural **N-C**, es el estado de daños tras el cual el terremoto ha producido un daño potencialmente significativo y costoso de los componentes no estructurales, pero no han llegado a ser inestables y caer amenazando con la seguridad de vida de las personas, ya sea dentro o fuera del edificio. Las rutas de salida dentro del edificio no están totalmente bloqueadas, pero puede verse afectada por los escombros de peso ligero. Ventilación, sistemas contra incendio y la plomería pudo haber sido dañada, lo que resulta en inundaciones locales, así como la pérdida de sus funciones. Durante el terremoto pueden producirse lesiones debido a la falla de los componentes no estructurales, pero en general, el riesgo de poner en peligro la vida de las personas es muy bajo. La restauración de los componentes no estructurales puede tomar gran esfuerzo.

II.2.1.2.4 Amenaza reducida (N-D)

El nivel de desempeño no estructural **N-D**, se define como el estado de daños tras el terremoto que afecta a los componentes no estructurales que podrían crear riesgos de caer, pero los componentes no estructurales de alto riesgo están asegurados y no representan un peligro en las zonas públicas.

El nivel de desempeño no estructural **N-D**, representa un estado de daños tras el terremoto en el que se ha producido graves deterioros a los componentes no estructurales, sin embargo los artículos grandes o pesados que representan un alto riesgo de caer y afectar un gran número de personas (como estantes o revestimientos de techos) están protegidos del

colapso. Pueden ocurrir lesiones graves debido a la caída de escombros que pudieran afectar a muchas personas, ya sea dentro o fuera de la estructura.

Los componentes no estructurales que son pequeños, ligeros, o cerca del suelo pueden caer pero no debería causar lesiones graves. Los componentes no estructurales más grandes en áreas que son menos propensas a ser poblada también pueden caer.

La intención de este Nivel de Desempeño es hacer frente a los peligros no estructurales significativos sin necesidad de rehabilitar a todos los componentes no estructurales de un edificio.

II.2.1.2.5 No considerado (N-E)

Una rehabilitación de edificios que no aborda los componentes no estructurales se clasificará como desempeño **No Considerado (N-E)**.

En algunos casos, la decisión de rehabilitar la estructura puede hacerse sin tener en cuenta la vulnerabilidad de los componentes no estructurales. Puede ser deseable hacer esto cuando la rehabilitación debe realizarse sin interrupción de la operación del edificio. Una amplia interrupción del funcionamiento normal puede ser necesaria para llevar a cabo la rehabilitación no estructural.

II.2.1.3 DESIGNACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

Un nivel de desempeño del edificio será designado alfanuméricamente con un número que representa el nivel de desempeño estructural y una letra que representa el nivel de desempeño no estructural (ejemplo 1-B, 1-C). Si es seleccionado un nivel de desempeño estructural distinto a **Ocupación Inmediata (S-1)**, **Seguridad de Vida (S-3)**, o **Prevención de Colapso (S-5)**, la designación numérica representará el daño estructural esperado en el en el rango de nivel de desempeño seleccionado.

Varios de los comunes niveles de desempeño se describen en esta sección como se ilustra en la Figura: “Niveles de desempeño”. Muchas combinaciones son posibles y se puede

seleccionar en cualquier nivel de los dos rangos de desempeño estructurales. La figura mostrada a continuación indica las posibles combinaciones de niveles desempeño y los nombres de los más propensos a ser seleccionados como la base para el diseño.

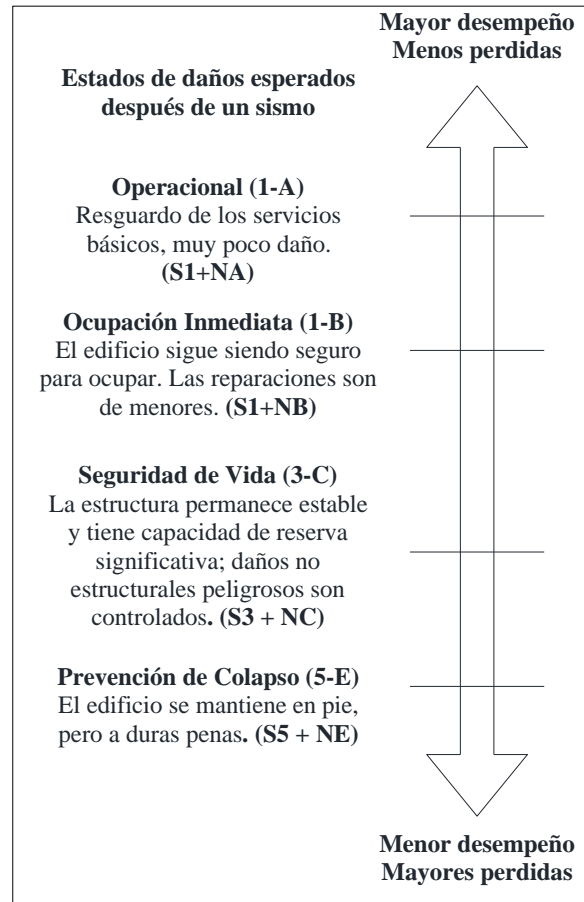


Figura 10 Niveles de desempeño

Fuente: FEMA 356

II.2.1.3.1 Operacional (1-A)

Para alcanzar el nivel de desempeño del edificio **Operacional (1-A)**, los componentes estructurales del edificio deberán cumplir con los requisitos para el nivel de desempeño estructural **Ocupación Inmediata (S-1)** y los componentes no estructurales deberán cumplir los requisitos para el nivel de desempeño no estructural **Operacional (N-A)**.

Para este nivel de desempeño se espera mantener el mínimo daño (o ningún daño) en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es adecuado para su ocupación y su uso normal, aunque posiblemente en modo un poco deteriorado, con electricidad, agua y otros servicios públicos necesarios previstos a partir de fuentes de emergencia, y posiblemente con algunos sistemas no esenciales que no funcionan. Edificios que cumplan con este nivel de desempeño suponen un bajo riesgo para la vida de las personas.

En niveles muy bajos de movimiento del suelo, la mayoría de los edificios deben ser capaces de cumplir o superar este nivel. Sin embargo, no va a ser económicamente práctico diseñar para este nivel de desempeño en un terreno de gran agitación, a excepción de los edificios que albergan los servicios esenciales.

II.2.1.3.2 Ocupación inmediata (1-B)

Para lograr el nivel de desempeño **(1-B)**, los componentes estructurales del edificio deberán cumplir con los requisitos para el nivel de desempeño estructural, **Ocupación Inmediata (S-1)** y los componentes no estructurales del edificio cumplirán los requisitos del nivel **Ocupación Inmediata (N-B)**.

Se espera que los edificios que cumplan este nivel de desempeño mantengan un mínimo daño (o ningún daño) a sus elementos estructurales y sólo daños menores en sus componentes no estructurales. A pesar de que sería seguro volver a ocupar el edificio inmediatamente, un terremoto de gran magnitud podría dejar a los sistemas no estructurales sin funcionar, ya sea por la falta de energía eléctrica o daños internos en los equipos. Puede ser necesario llevar a cabo algo de limpieza y esperar la restauración de servicios antes que el edificio pueda funcionar en un modo normal. El riesgo de amenaza a la vida en este nivel de desempeño es muy bajo.

II.2.1.3.3 Seguridad de vida (3-C)

Para lograr el nivel **Seguridad de Vida (3-C)**, los componentes estructurales del edificio deberán cumplir con los requisitos para el nivel de desempeño estructural **(S-3)** y los

componentes no estructurales deberán cumplir los requisitos para el nivel de **Seguridad de Vida (N-C)**.

Los edificios de este nivel pueden experimentar grandes daños en los componentes estructurales y no estructurales. Las reparaciones pueden ser necesarias antes de que ocurra la ocupación de este, y estas pueden considerarse económicamente inviable. El riesgo de peligro para la vida de las personas en edificios que cumplan este nivel es bajo.

II.2.1.3.4 Prevención de colapso (5-E)

Para alcanzar la **Prevención de Colapso (5-E)**, los componentes estructurales del edificio deberán cumplir con los requisitos de **Prevención de Colapso estructural (S-5)**. No se consideran los componentes no estructurales.

Edificios con este desempeño pueden representar un peligro considerable para la seguridad de la vida de las personas como consecuencia del deterioro de los componentes no estructurales. Sin embargo, debido a que el edificio en sí no colapsa, grandes pérdidas de vida pueden ser evitadas. Muchos edificios que cumplen este nivel tendrán pérdidas económicas completas.

Tabla 1 Combinación de los niveles de desempeño

Fuente: FEMA 356

Desempeño Estructural						
Desempeño No Estructural	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
	Ocupación Inmediata	Rango Control de Daño	Seguridad de Vida	Rango Seguridad Limitada	Prevención de Colapso	No considerada
N-A Operacional	Operacional 1-A	2-A	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
N-B Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata 1-B	2-B	3-B	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	Seguridad de Vida 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Amenaza Reducida	No Recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E No Considerado	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado	4-E	Prevención de Colapso 5-E	Sin Rehabilitación

II.2.2 AMENAZA SISMICA

La amenaza sísmica debido a los temblores de la tierra se basa en las características geológicas regionales y específicas del lugar. Al igual que el nivel de desempeño sísmico, los niveles de amenaza sísmica son utilizadas frecuentemente por FEMA y ATC para determinar el desempeño de la estructura y esta se mide según su período de retorno (el promedio medido en años en el que ocurrirá un evento similar) que corresponden con los siguientes:

Tabla 2 Amenaza sísmica según el periodo de retorno

Fuente: FEMA 356

Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia de un terremoto	Periodo de retorno (años)
Frecuente	50%/50 años	72
Ocasional	20%/50 años	225
Raro	10%/50 años	474
Muy raro	2%/50 años	2.475

Los periodos de retorno son redondeados a 75, 225, 500 y 2.500 años respectivamente.

Los procedimientos de análisis y diseño de los documentos antes mencionados se dirigen principalmente a la mejora del desempeño de los edificios que actúan bajo cargas y deformaciones impuestas por sismos. Sin embargo, podrían existir otros riesgos sísmicos en el sitio que pueden dañar el edificio, independientemente de su capacidad para resistir temblores.

Estos documentos exigen amenazas debido a terremotos definidos con una base probabilística o determinista. Las amenazas probabilísticas se definen en términos de la probabilidad que se experimentarán exigencias más severas (probabilidad de excedencia) en un período de 50 años. Las demandas deterministas se definen dentro de un nivel de confianza en términos de un evento específico en particular.

II.2.2.1 NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

Tres niveles de riesgo sísmico que se utilizan para definir los movimientos de tierra: **Sismo de Servicio**, **Sismo de Diseño** y el **Sismo Máximo**.

II.2.2.1.1 Sismo de servicio (SE)

El **sismo de servicio (SE)** se define probabilísticamente como el nivel de movimiento de tierra que tiene una probabilidad del 50 por ciento de que se exceda en un período de 50 años. Este nivel de movimiento de tierra es típicamente alrededor de 0,5 veces inferior al nivel del sismo de diseño.

El nivel **SE** representa un nivel frecuente de movimiento de tierra que es probable que suceda durante la vida útil del edificio. El **SE** tiene un periodo de retorno promedio de aproximadamente 75 años.

II.2.2.1.2 Sismo de diseño (DE)

El **sismo de diseño (DE)** se define probabilísticamente como el nivel de movimiento de tierra que tiene una probabilidad del 10 por ciento de que se exceda en un período de 50 años.

El nivel **DE** representa un nivel poco frecuente en movimientos de tierra que puede ocurrir durante la vida útil del edificio. El nivel **DE** tiene un periodo de retorno promedio de aproximadamente 500 años.

II.2.2.1.3 Sismo máximo (ME)

El **sismo máximo (ME)** se define como el nivel máximo de los movimientos de tierra que se puede esperar en la edificación. Esta intensidad de movimiento de tierra se puede calcular como el nivel de sismo que tiene un 5 por ciento de probabilidad de ser excedido en un período de tiempo de 50 años. Este sismo es típicamente alrededor de 1,25 a 1,5 veces el nivel del sismo de diseño.

Esta definición de sismo pretende representar un límite superior en el nivel de los movimientos de tierra que podía esperarse razonablemente que se produzcan en el sitio. En términos probabilísticos, el **ME** tiene un periodo de retorno de unos 1.000 años.

II.2.3 REQUERIMIENTOS GENERALES ESTABLECIDOS POR FEMA PARA REALIZAR UN AENL

FEMA establece varios requisitos generales para la recopilación de datos, procedimientos de análisis, métodos y estrategias para el diseño de proyectos de rehabilitación sísmica.

Este documento especifica los procedimientos de recolección de datos para la obtención de información requerida para los edificios, describen los métodos simplificados y sistemáticos para la rehabilitación sísmica y hacen especificaciones a cerca de las limitaciones en la selección de los procedimientos de análisis (AENL) definiendo los tipos de comportamiento de los componentes y los criterios de aceptación correspondientes.

II.2.3.1 INFORMACION DEL EDIFICIO PARA REALIZAR UN AENL

La configuración del sistema estructural, así como el tipo, el detalle, la conectividad, la resistencia del material y el estado de los elementos estructurales que comprenden el edificio se determinarán de acuerdo a lo estipulado en FEMA 356 a la hora de hacer una rehabilitación sísmica. Los datos también se obtienen de todos los elementos no estructurales del edificio que afectan a las fuerzas y deformaciones experimentadas por los elementos estructurales en respuesta a un movimiento de suelo. Estos datos se obtienen a partir de planos disponibles, especificaciones técnicas y otros documentos de la construcción existente, estos datos se completan y verifican por investigaciones en el terreno, incluyendo ensayos no destructivos y ensayos de materiales de construcción.

Las características necesarias para determinar el desempeño sísmico de una estructura existente deben ser obtenidas de las siguientes fuentes:

1. Observación de campo sobre las condiciones y configuración del sitio.
2. Los documentos de construcción, análisis de ingeniería, informes.

3. Normas de referencia y los códigos de la época de la construcción.
4. Ensayos destructivos y no destructivos de los materiales y componentes seleccionados.
5. Entrevistas con los propietarios del edificios inquilinos, administradores, arquitecto e ingenieros encargados de la obra, contratista(s), y el funcionario local de la construcción.

Cuando es necesario realizar un programa de pruebas destructivas y no destructivas, es prudente realizar cálculos preliminares para seleccionar los lugares o los parámetros clave antes de establecer un programa de pruebas detallado.

II.2.3.2 REQUISITOS DE RECOLECCION DE DATOS PARA REALIZAR UN AENL

Los datos sobre la condición integrada de la estructura, componentes, sitio, y los edificios adyacentes se recogen en detalle suficiente para llevar a cabo el procedimiento de AENL. La extensión de los datos recogidos deberá ser coherente con los niveles de conocimiento mínimo, usual o integrado tal como se especifica en FEMA 356.

El nivel requerido de conocimientos se determinará teniendo en cuenta el objetivo de la rehabilitación y el análisis seleccionado. Para la realización de un AENL el documento FEMA 356 establece dos niveles de conocimientos necesarios los cuales son: **Conocimiento Usual y Conocimiento Integrado.**

II.2.3.2.1 Recolección de datos usual

1. La información se obtiene a partir de los planos de diseño con la información suficiente para analizar las demandas y calcular la capacidad de los componentes. Para la recolección de datos usual, los planos de diseño no tienen que estar completos, pero deberán proporcionar la configuración del sistema para cargas laterales y gravitatorias y las conexiones típicas con el detalle suficiente para llevar a cabo cualquier procedimiento de análisis.

2. En ausencia de información suficiente, incompleta o inexistente de los planos de diseño, la recopilación de datos se completará con una evaluación exhaustiva incluyendo la aplicación de ensayos destructivos y no destructivos.
3. En ausencia de registros de prueba de materiales e informes de control de calidad, las propiedades de los materiales serán determinados por ensayos de costumbre.
4. La información necesaria sobre los edificios adyacentes se obtiene a través de encuestas de campo y la investigación de disponible de los edificios.

II.2.3.2 Recolección de datos integrado

1. La información se obtiene a partir de los documentos de construcción que incluyen planos de diseño, especificaciones, registros de pruebas de materiales, y los informes de control de calidad que cubren la construcción original y las modificaciones posteriores a la estructura.
2. Si los documentos de construcción que están incompletos, la información que falta se completará con una evaluación exhaustiva incluyendo la investigación de ensayos destructivos y no destructivos.
3. En ausencia de registros de prueba de materiales e informes de control de calidad, las propiedades de los materiales serán determinados por pruebas exhaustivas. El coeficiente de variación de los resultados de las pruebas de materiales deberá ser inferior al 20%.
4. La información necesaria sobre los edificios adyacentes se obtiene a través de encuestas de campo y la investigación de disponible de los edificios.

II.2.3.3 CRITERIOS DE ACEPTACION PARA EL AENL

La aceptabilidad de las de fuerza y deformaciones se evaluará para cada componente. Antes de seleccionar los criterios de aceptación, cada componente deberá clasificarse como primario o secundario y la plastificación de los componentes se clasificara como una controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (no dúctil). Todos los componentes primarios y secundarios deberán ser capaces de resistir las acciones de fuerza y deformación dentro de los criterios de aceptación del nivel de desempeño seleccionado.

II.2.3.4 ELEMENTOS Y COMPONENTES PRIMARIOS Y SECUNDARIOS

Los elementos y componentes que afectan a la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en una estructura, o son afectados como resultado de la deformación lateral de la estructura, se clasificarán como primario o secundario, incluso si no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales.

En un edificio típico, casi todos los elementos, incluyendo muchos de los componentes no estructurales, contribuirán con la rigidez, masa y amortiguación, y en consecuencia su respuesta ante un movimiento sísmico. Sin embargo, no todos estos elementos son fundamentales para la capacidad de la estructura para resistir el colapso cuando se somete a los temblores fuertes.

La designación “secundarios” normalmente se utiliza cuando un componente o elemento no contribuye significativamente o de forma fiable en la resistencia a los efectos del sismo debido a la baja rigidez lateral, la fuerza o capacidad de deformación.

El concepto de elementos primarios y secundarios permite al ingeniero diferenciar entre el desempeño requerido de elementos que son críticos para la capacidad del edificio para resistir el colapso y de aquellos que no lo son. Para un nivel de desempeño dado, los criterios de aceptación para elementos y componentes primarios serán más restrictivos que las de los elementos y componentes secundarios.

II.2.3.4.1 Elementos y componentes primarios

Elementos y componentes que proporcionan la capacidad de la estructura para resistir el colapso bajo las fuerzas sísmicas inducidas por el movimiento del suelo en cualquier dirección.

II.2.3.4.2 Elementos y componentes secundarios

Los otros elementos y componentes que no son primarios se clasificarán como secundarios.

II.2.3.5 ROTULAS PLASTICAS

En los análisis inelásticos, las estructuras se someten a fuerzas laterales que sobrepasan su capacidad elástica incursionando en el rango inelástico. Los mecanismos encargados de disipar la energía del sismo mediante su deformación en el rango inelástico son denominados rotulas plásticas. Mediante el diagrama momento curvatura de las vigas y columnas se puede saber cómo es el comportamiento de estos componentes estructurales y se puede usar esta información para estimar el modo en que la estructura va perdiendo rigidez debido a la sobre carga lateral que va incrementando en cada paso de carga en el AENL. Todos los comportamientos se clasificaran como controlado por deformación o controlado por fuerza mediante el grafico momento-curvatura que se muestran en la figura siguiente.

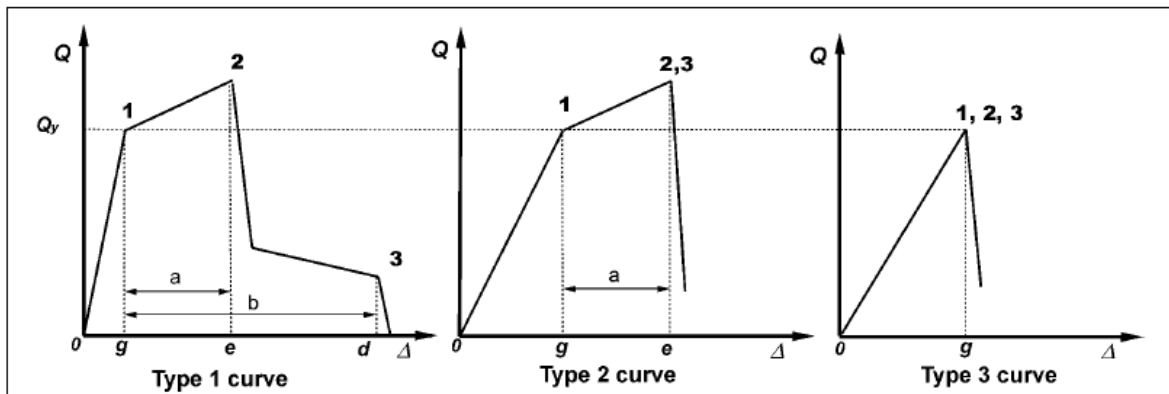


Figura 11 Diagrama momento curvatura

Fuente: FEMA 356

La curva del **Tipo 1** mostrada en la figura anterior es la representación de un comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (punto 0 hasta el punto 1 de la curva), seguido de un rango plástico (puntos 1 a 3) con resistencia residual y la capacidad para

soportar cargas de gravedad en el punto 3. El rango plástico incluye un endurecimiento por deformación (puntos 1 y 2) y un rango de resistencia degradada (puntos 2 y 3). Los componentes primarios que exhiben este comportamiento se clasificarán como controlados por deformación si el rango de endurecimiento por deformación es tal que $e > 2g$; de lo contrario, se clasificarán como controlado por fuerza. Los componentes secundarios que exhiben el comportamiento Tipo 1 se clasificarán como controlados por deformación para cualquier relación e/g .

La curva de **Tipo 2** que se muestra en la misma figura es representativo de un comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (punto 0 hasta el punto 1 de la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 2), seguido por la pérdida de la fuerza y la pérdida de la capacidad para soportar cargas de gravedad más allá del punto 2. Los componentes primarios y secundarios que presentan este tipo de comportamiento se clasificarán como controlados por deformación si el rango plástico es tal que $e > 2g$; de lo contrario, se clasificarán como controlados por fuerza.

La curva de **Tipo 3** es representativo de un comportamiento frágil o no dúctil donde hay un rango elástico (punto 0 hasta el punto 1 de la curva), seguido por la pérdida de la fuerza y la pérdida de la capacidad para soportar cargas de gravedad más allá del punto 1.

En ausencia de pruebas de los componentes para justificar si el comportamiento es del Tipo 1 o Tipo 2, el resto de las acciones se deben tomar como controlado por fuerza.

La Figura “Forma generalizada de la curva fuerza vs deformación” muestra de forma generalizada la curva de momento curvatura utilizadas en los documentos FEMA y ATC para especificar los criterios de modelado de componentes y de aceptación para las acciones controladas por deformación en cualquiera de los diferentes tipos de materiales básicos. La respuesta lineal se representa entre el punto A (componente sin carga) y un punto B. La pendiente de B a C es un pequeño porcentaje (0-10%) de la pendiente elástica, y está incluida para representar fenómenos tales como endurecimiento por deformación. El punto C representa en la ordenada la resistencia del componente, y el valor de la abscisa es igual a la deformación y en este punto comienza la degradación de la resistencia (línea C-

D). Más allá del punto D, el componente responde con una fuerza considerablemente reducida hasta el punto E la cual está destinada a soportar cargas gravitacionales. En deformaciones mayores que el punto E, la fuerza del componente es prácticamente cero.

Para algunos componentes, es conveniente establecer criterios de aceptación en términos de deformación (por ejemplo, θ o Δ), mientras que para otros es más conveniente usar criterios en términos de relaciones de deformación. Generalmente se utilizan dos tipos de curvas idealizadas de momento curvatura que se muestran en la Figura “Forma generalizada de la curva fuerza vs deformación” **(a)** y **(b)**. Dicha figura en su parte **(a)** muestra la fuerza (Q/Q_{CE}) versus deformación (θ o Δ) y los parámetros a, b, y c. En su parte **(b)** muestra la fuerza (Q / Q_{CE}) y la relación de deformación (θ/θ_y , Δ/Δ_y , o Δ/h) y los parámetros d, e, y c. Las rigideces elásticas y los valores de los parámetros a, b, c, d, e se pueden utilizar para el modelado de los componentes.

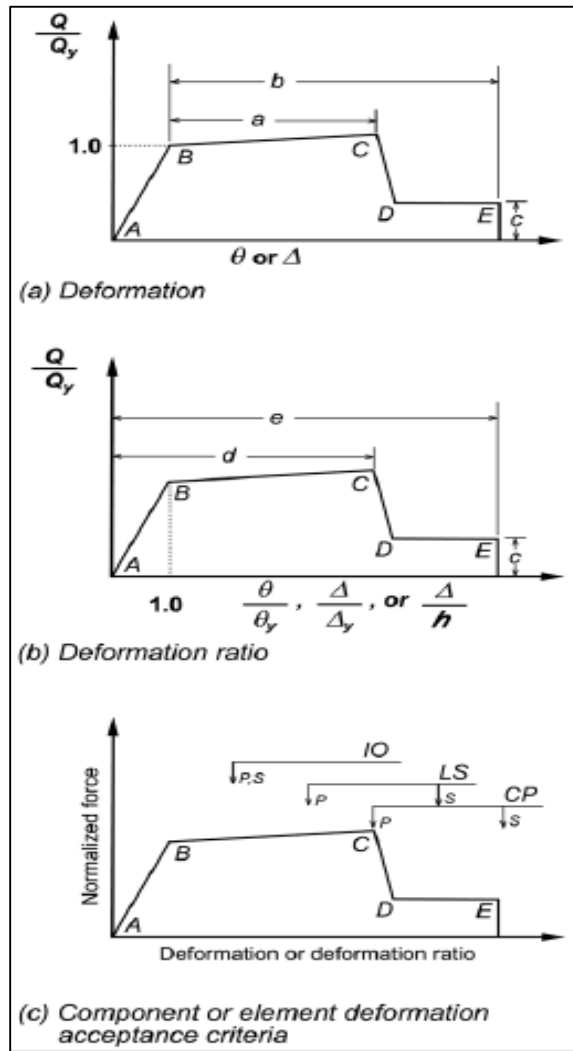


Figura 12 Forma generalizada de la curva fuerza vs deformación

Fuente: FEMA 356

II.3 PATRONES DE CARGA

El patrón de carga lateral es usado para la determinación del desplazamiento objetivo el cual sirve de base para analizar el desempeño estructural de la edificación a estudiar. Estos patrones de carga son la representación de la distribución de fuerzas de inercia en un análisis sísmico.

De acuerdo con la intensidad del sismo, la distribución de fuerzas de inercia deberá variar hasta que se logre la deformación inelástica de la estructura. La distribución de estas fuerzas puede ser el producto de la formación de rotulas plásticas donde las propiedades dinámicas de la estructura cambian a consecuencia de la variación de rigideces. Pueden existir varios patrones de cargas que reflejen un comportamiento estructural distinto y que estos sigan más de cerca la distribución de fuerzas de inercia con variación en el tiempo.

Cuando se use un patrón de cargas constante, que no varía en el tiempo, existen las suposiciones básicas de que la distribución de fuerzas inerciales será razonablemente constante durante el sismo y que las deformaciones máximas serán comparables con aquellas que se experimentan durante el evento sísmico. Estas suposiciones podrán ser muy cercanas a la realidad si la respuesta de la estructura no se ve afectada por el efecto de la contribución de los modos de vibración superiores, y si tiene sólo un mecanismo de fluencia que pueda ser detectado por el patrón de cargas constante (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

Lo anterior indica que los modos superiores juegan un papel importante durante la realización de un AENL.

Es importante hacer una selección del patrón de carga constante que proporcione la predicción más acertada de las demandas de deformación de los elementos estructurales, o usar más patrones de cargas para la distribución de fuerzas de inercia (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Por ejemplo, como primera opción, el patrón de carga deberá ser un sistema de cargas uniforme (fuerzas de piso proporcionales a la masa del nivel), el cual enfatice las demandas en los niveles inferiores comparada con las demandas en niveles

superiores y magnifique la importancia del comportamiento relativo de las fuerzas cortantes de entrepiso. La segunda opción podría ser un patrón de cargas de diseño propuesto en códigos actuales. De preferencia, un patrón de cargas que considere los efectos de los modos elásticos superiores, tales como el patrón de carga derivado de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los cortantes de cada nivel.

Se han elaborado diferentes propuestas para la selección de patrones de cargas laterales, uno de ellos incluye el uso de las cargas de piso que son proporcionales a la configuración deformada de la estructura. Otro patrón de carga que usualmente se utiliza es aquel que resulta proporcional a la resistencia cortante del nivel.

En lo que respecta al uso de varios patrones de cargas, aun no se tiene una clara idea de los beneficios que estos pueden traer, por ende es necesario hacer uso de un patrón de carga que pueda proporcionar un AENL muy cercano a la demanda a la cual la estructura va a estar solicitada. El concepto de los patrones de carga aún sigue siendo un tema que no está bien definido dentro del AENL y a consecuencia de esto, usar un patrón de carga constante puede llevar a resultados alejados de la realidad, sobretodo en estructuras donde el periodo fundamental de vibración es largo.

II.4 ESPECTRO DE CAPACIDAD DE FREEMAN

Basándose en los diseños por desempeño, es necesario tener métodos de aplicación, análisis y evaluación de comportamiento de estructuras que sean confiables y sean capaces de predecir las demandas de fuerzas y deformaciones impuestas por sismos. El concepto y el procedimiento de aplicación de los AENL pueden encontrarse en los documentos ATC-40 y el FEMA 356 los cuales incorporan este tipo de análisis basado en el “*Método del Espectro de Capacidad*” desarrollado por Freeman.

Este método ha tenido modificaciones donde originalmente se buscaba calcular el periodo de las estructuras inelásticas y mediante la comparación del espectro de capacidad con el espectro de diseño, determinar la fuerza de la estructura y el daño que se esperaría ante la actuación de un sismo. (Chrysostomou, et al., 1988).

El objetivo fundamental del “*Método del Espectro de Capacidad*” es el de obtener el Punto de Desempeño de una estructura al intersectar el espectro de capacidad y el espectro de demanda. Para ello este método sugiere los siguientes pasos:

1. Crear un patrón de carga lateral que simule al sismo, esta se incrementara proporcionalmente hasta que formen las rotulas plásticas en la estructura. Esto significa que hubo un cambio en las rigideces de la estructura y que es necesario desarrollarse un análisis modal para la determinación del periodo fundamental de vibración (T_n) así como la forma modal (Φ) correspondiente a esta matriz de rigideces. Este proceso de carga lateral a la estructura se realiza hasta el colapso de la misma, obteniéndose una cortante V_b y un desplazamiento del último piso por cada incremento de carga dando como resultado la curva de capacidad. (Chrysostomou, et al., 1988).

Figura 1. Curva de capacidad obtenida mediante el AENL (Chopra y Goel, 1999).

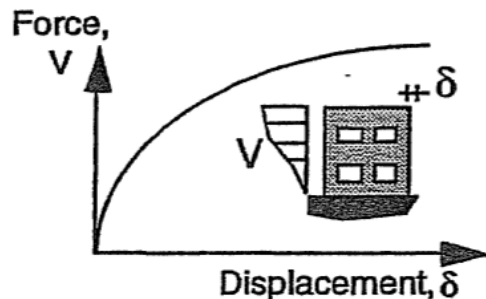


Figura 13 Curva de capacidad obtenida mediante el AENL

Fuente: ATC-40

2. Con la curva de capacidad, se puede obtener el diagrama de capacidad el cual relaciona la cortante basal con la pseudo-aceleración (S_A) y el desplazamiento del último piso con el pseudo-desplazamiento (S_D). Ambos afectados por las variaciones en la distribución de masas y la participación modal.

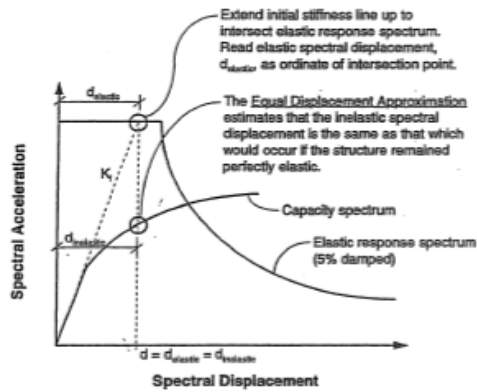


Figura 14 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Fuente: ATC-40

- Convertir el espectro de respuesta elástico o de diseño el cual se grafica mediante la pseudo-aceleración (S_A) y el periodo fundamental de vibración (T_n) a un diagrama de demanda donde se sustituye T_n por el desplazamiento (S_D).

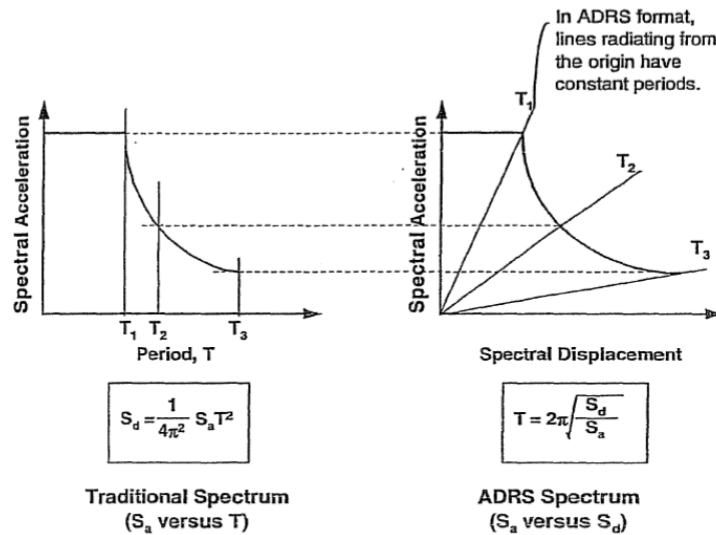


Figura 15 Espectro de demanda

Fuente: ATC-40

- Integrar ambos diagramas obtenidos en el paso 2 y 3. La intersección entre ambos determina la demanda de desplazamiento de la estructura.

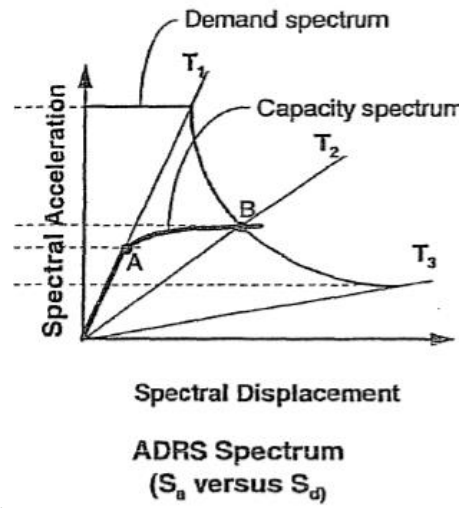


Figura 16 Determinación del punto de demanda (Chopra y Goel, 1999).

Fuente: ATC-40

II.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL Y SU PARTICIPACIÓN EN LAS NORMATIVAS VENEZOLANAS

La norma venezolana COVENIN 1756-01 *“Edificaciones Sismorresistentes”* posee observaciones y sugerencias como resultado de contribuciones hechas por Funvisis e ingenieros profesionales del área estructural quienes fomentan el concepto básico de los análisis de edificaciones sometidas a sismos y los métodos de diseño.

En su capítulo 9 *“Métodos de análisis”*, la norma COVENIN describe los diferentes tipos de análisis que puede emplearse en una estructura según el tipo de edificación y las irregularidades que esta posea. El punto 9.3 de la norma explica detalladamente el *“Método Estático Equivalente”* el cual es usado para estructuras regulares que no excedan 10 pisos o 30 metros, y el punto 9.5 explica el *“método de la torsión estática equivalente”* el cual sirve de complemento para incluir los efectos torsionales que puede generar el sismo.

El artículo 9.9 *“Procedimientos de Análisis Estático Inelástico”* sugiere al método Pushover como complemento del *“Método Estático Equivalente”* para obtener información de los mecanismos de falla, demandas locales y globales de ductilidad, y la identificación de las zonas críticas en los elementos estructurales, mas no ofrece ni sugiere un procedimiento de cálculo o la implementación de este método como el diseño definitivo de una edificación.

CAPÍTULO III

METODO

En la siguiente sección se describe el procedimiento a seguir para obtener los requisitos necesarios para la aplicación de un método estático inelástico (Pushover) a una edificación diseñada mediante el método estático equivalente propuesto en la norma COVENIN 1756.

III.1 DISEÑO DE LA INVESTIGACION

Primeramente se utilizara la geometría y arquitectura como un pre-dimensionado de una edificación teórica (no existente), que cumpla con los requisitos mínimos para realizar el método estático equivalente. Luego mediante un proceso iterativo y siguiendo los lineamientos planteados en la norma venezolana se obtendrán las dimensiones reales y cantidades de acero requeridas en cada uno de los elementos estructurales de la edificación a estudiar, los cuales serán usados para definir las rotulas plásticas que serán introducidas en el modelo. Utilizando los parámetros definidos por el FEMA (Federal Emergency Managemet Agency) se aplicara el método de análisis Pushover mediante el cual se determinara la capacidad real de la estructura la cual se comparara contra la capacidad obtenida a través del método estático equivalente, con el fin de determinar la confiabilidad del mismo. El procedimiento de análisis (tanto el proceso iterativo para el dimensionamiento de la estructura mediante el método estático equivalente, como la realización del pushover) se llevara a cabo mediante el programa de análisis estructural SAP2000 el cual permitirá la obtención de los parámetros anteriormente mencionados y su posterior comparación. En consecuencia el nivel de la investigación es aprehensivo y cuasi experimental.

III.2 FASES DE LA INVESTIGACION

III.2.1 Búsqueda de antecedentes e información relacionada.

Esta primera etapa consistió en la recopilación de toda la información necesaria para la realización de los procedimientos planteados, para esto se utilizaron documentos especializados para la rehabilitación de estructuras tales como el FEMA 356 y el ATC 40 los cuales describían el procedimiento para la realización del método pushover, las normas venezolanas correspondientes COVENIN 1756 para la aplicación del método estático equivalente y 2002 para la definición de las acciones permanentes y variables sobre las losas, adicionales a estos documentos se utilizaron trabajos de grado anteriores como referencia.

III.2.2 Desarrollo.

III.2.2.1 Definir la arquitectura y un pre-dimensionamiento para la estructura de análisis

Para realizar el proceso de análisis estructural mediante el método estático equivalente fue necesario definir una estructura con condiciones geométricas y de rigidez acordes con los requerimientos mínimos establecidos en las normas venezolanas.

III.2.2.2 Definición de los parámetros de análisis según el método estático equivalente

En esta etapa se definieron todos los parámetros necesarios para realizar un método de estático equivalente, tales como el espectro de diseño, los periodos fundamentales, las cortantes de piso y los desplazamientos máximos permitidos.

III.2.2.3 Elaboración del modelo estructural

Consistió en la definición del modelo computacional de la estructura en el programa SAP2000 tomando en cuenta todos los parámetros anteriormente mencionados.

III.2.2.4 Proceso iterativo

Una vez definidos el modelo estructural y los parámetros bajo los cuales sería diseñado se procedió a cambiar las dimensiones del mismo hasta que los desplazamientos de la estructura estuvieran por debajo del máximo permitido por la norma.

III.2.2.5 Aplicación de los procedimientos de FEMA 356 y ATC 40

Una vez definidas las dimensiones de los elementos y las cantidades de acero se procedió a definir los parámetros para la realización del método de análisis no lineal propuesto.

III.2.2.6 Determinación de la curva de capacidad

Al asignar los mecanismos de fallas en vigas y columnas (rotulas plásticas) se procederá a aplicar cargas laterales que se irán incrementando poco a poco mientras que se va perdiendo rigidez en los elementos estructurales y la edificación colapse.

III.2.2.7 Determinación del punto de desempeño

Con el método de los coeficientes propuestos por FEMA 356, se procederá a calcular el periodo efectivo de la estructura y con ello calcular el punto de desempeño el cual mide el nivel de deterioro de la edificación ante una demanda sísmica.

III.2.2.8 Comparación de la capacidad de la estructura obtenida mediante ambos métodos y determinación de la confiabilidad del método

Luego de hacer el AENL, se procederá a analizar el comportamiento inelástico de la estructura y determinar qué tan confiable y segura puede ser. El grado de deterioro de la edificación y los mecanismos de falla reflejarán si el método estático equivalente se encuentra dentro de un rango de seguridad a la hora de usarlo como base para el diseño estructural.

CAPÍTULO IV

METODO ESTATICO EQUIVALENTE

IV.1 CLASIFICACION DEL METODO DE ANALISIS

Para los propósitos de este trabajo de grado se utilizara el método estático equivalente definido en el capítulo 9, artículo 9.1.1, de la norma COVENIN 1756, todas las tablas y valores mostrados en este capítulo se encuentran en dicha norma a menos que se indique lo contrario. Para la clasificación del método de análisis se usaron los requisitos de regularidad presentados en el artículo 6.5.2 de la misma norma, los cuales se mencionan a continuación:

a) Irregularidades Verticales

a.1.) 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.

a.2) 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.

a.3) 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. En la estructura de análisis todas las plantas poseen una distribución uniforme de las cargas, por lo que cumple con esta condición.

a.4) 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. De la misma forma este no es el caso de la estructura de análisis, debido a que la masa permanece constante con respecto a la altura, cambiando solo en el nivel techo

a.5) 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. Las dimensiones horizontales en ambas direcciones de la estructura de análisis no varían con la altura.

a.6) Esbeltez 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. La altura de la edificación es de 30m y su menor dimensión en planta 17.1m cuya relación es de 1.75, por lo que cumple con este requisito.

a.7) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales

i) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base. La estructura cumple con este requisito.

ii) 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. La estructura cumple con este requisito, el cual se verifico en las tablas de dimensiones de columnas.

iii) El desfase 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 desfase. La estructura cumple con este requisito

a.8) Falta de conexión entre miembros verticales

Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel. La estructura cumple con este requisito

a.9) 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. La estructura cumple con este requisito

b) Irregularidades en Planta

b.1) 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. Verificado mediante el cociente “ ϵ ” en la tabla de los momentos torsores por piso.

b.2) Riesgo torsional elevado

i) El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r . Verificado mediante el cociente “ Ω ” en la tabla de masas rotacionales por piso.

ii) 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. Verificado en la tabla de los momentos torsores por piso.

b.3) Sistema no ortogonal

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema. La estructura cumple con este requisito

b.4) Diafragma flexible

i) 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. La estructura cumple con este requisito.

ii) 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. La menor longitud de los entrantes de la planta es 4.7m y la dimensión de la planta en la dirección del entrante es de 33.52m, siendo la dimensión del entrante el 14% de la dimensión de la planta. El área del entrante es de 49.82m² y el área del rectángulo que circunscribe a la planta es de 573.2m², siendo el área del entrante el 8% del área de la planta.

iii) Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas. El área de aberturas para la ubicación del ascensor y las escaleras es de 26.4m² y el área bruta de las plantas es de 496.98m², siendo el área de los vacíos el 5% del área bruta de la planta

iv) Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos. La estructura no presenta esta situación.

v) Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5. Las dimensiones de este rectángulo son 33.52m y 17.1m, siendo su cociente 1.96 cumpliendo con esta condición.

Una vez confirmados los requisitos mínimos de regularidad se procedido a clasificar el método de análisis según siguiente tabla.

Tabla 3 Clasificación del método de análisis

Fuente: Elaboración propia

Altura de la edificación	Requerimiento mínimo
No excede 10 pisos ni 30 metros	Análisis estático (sección 9.1.1)
Excede 10 pisos ni 30 metros	Análisis dinámico plano (sección 9.1.2)

Debido a que la estructura no excede los 10 pisos ni los 30 metros y cumple con los requisitos de regularidad anteriormente planteados, la estructura requiere como mínimo un análisis estático.

IV.2 DEFINICION DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Para el cálculo del espectro de diseño se utilizó como base los requerimientos planteados en la norma COVENIN 1756 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES", la cual plantea en el artículo 7.2 "ESPECTRO DE DISEÑO" las siguientes relaciones para determinar la aceleración espectral dependiendo del valor del periodo fundamental de la estructura, como se muestra a continuación:

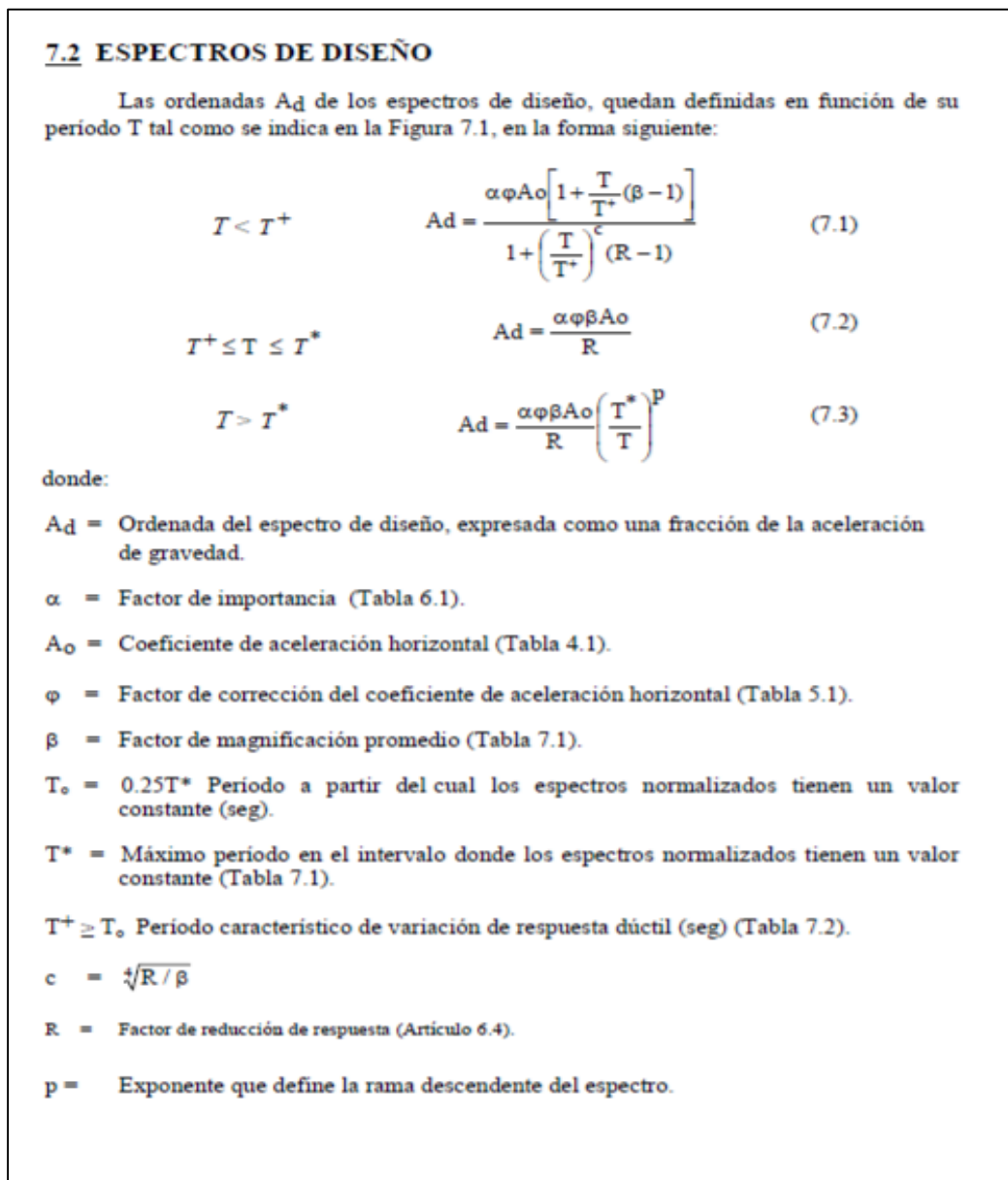


Figura 17 Parametros del espectro de diseño

Fuente: COVENIN 1756-2001

De la siguiente forma y basado en este artículo se procedió a determinar los parámetros necesarios para determinar los valores de la aceleración en todas las ramas del espectro, utilizando las características específicas para este proyecto y tablas (de la misma norma) presentadas a continuación:

IV.2.1 Características del proyecto estructural:

IV.2.1.1 Zonificación Sísmica:

La estructura se encontrara en el estado Miranda, para el cual la norma en cuestión presenta un riesgo sísmico elevado, traducido en un valor de aceleración horizontal (A_0) que se especifica en la siguiente tabla

Tabla 4 Zonificación sísmica

Fuente: COVENIN 1756-2001

Zona sísmica	Peligro sísmico	A_0
7	Elevado	0,4
6		0,35
5		0,3
4	Intermedio	0,25
3		0,2
2	Bajo	0,15
1		0,1
0		-

De esta tabla se tomaron los siguientes valores:

Zona sísmica: 5

Aceleración (A_0): 0,3

IV.2.1.2 Tipo de suelo y forma espectral:

El tipo de suelo presente en el nivel de fundación de la estructura es una roca sana fracturada, con una velocidad de la onda de corte (V_{sp}) de 500 m/s y una profundidad del estrato de 30 m, por lo que usando la tabla mostrada a continuación se procedió a la selección del factor de corrección ϕ , como se muestra a continuación:

Tabla 5 Tipo de suelo y forma espectral

Fuente: COVENIN 1756-2001

Material	V_{sp} (m/s)	H(m)	Zona sísmicas 1 a 4		Zona 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) intercalado son suelos más rígidos	-	H1	S3(c)	0,65	S2	0,70

De esta tabla se tomó el siguiente valor:

Factor de corrección (ϕ): 0,9

IV.2.1.3 Clasificación según el uso y factor de importancia:

La edificación será una vivienda multifamiliar de uso privado de baja ocupación y no excede los límites del grupo B1, por lo tanto quedara clasificada en el grupo B2, con esta característica se ubicó el factor de importancia en la tabla siguiente.

Tabla 6 Factor de importancia

Fuente: COVENIN 1756-2001

GRUPO	α
A	1,3
B1	1,15
B2	1

De esta tabla se tomó el siguiente valor de Factor de importancia (α): 1

IV.2.1.4 Determinación del nivel de diseño:

Para determinar el nivel de diseño mínimo requerido por la norma se utilizó la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 7 Clasificación del nivel de diseño

Fuente: COVENIN 1756-2001

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	ND3 ND2 (**)

Con esta tabla se determinó que para edificaciones del tipo B2 en una zona sísmica 5, el nivel de diseño mínimo será un nivel de diseño 3.

IV.2.1.5 Clasificación según el tipo de estructura:

Según el artículo 6.3.1 la estructura de la norma en cuestión queda clasificada como un tipo I. Es decir estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como lo sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

IV.2.1.6 Determinación del factor de reducción de respuesta:

Según la tabla del artículo 6.5.1 de la norma en cuestión, para el nivel de diseño y el tipo de estructura utilizados se procedió a determinar el valor del factor de respuesta.

Tabla 8 Factor de reducción de respuesta

Fuente: COVENIN 1756-2001

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0	5,0	4,5	5,0	2,0
ND2	4,0	3,5	3,0	3,5	1,5
ND1	2,0	1,75	1,5	2,0	1,25

De esta tabla se tomó el valor de R: 6

IV.2.1.7 Cálculo del espectro de diseño:

Una vez determinados los distintos coeficientes necesarios para el cálculo del espectro, se procedió a determinar los valores de aceleración para cada uno de los periodos de vibración de la estructura. Dependiendo del rango donde este se encuentre, se usaran las expresiones mostradas en la figura siguiente para calcular las aceleraciones.

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \phi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (7.1)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \quad (7.2)$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (7.3)$$

Figura 18 Aceleración espectral

Fuente: COVENIN 1756-2001

Para el cálculo del máximo periodo T^* para el cual los valores de aceleración se mantienen constantes, y los coeficientes β y p , se utilizó la tabla del artículo 7.2 de la de la norma en cuestión.

Tabla 9 Parametros de la rama de aceleraciones constantes del espectro

Fuente: COVENIN 1756-2001

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

De esta tabla usando el valor de la zona espectral elegida se tomaron los valores de:

T^* : 0,7

β : 2,6

p : 1

Para el cálculo del periodo de vibración de respuesta dúctil T_+ se utilizó el factor de respuesta elegido de la siguiente tabla

Tabla 10 Factor de reducción de respuesta

Fuente: COVENIN 1756-2001

CASO	T_+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0,4

De esta tabla se tomó el valor de T_+ : 0,4

Una vez definidos todos los parámetros necesarios se procedió a graficar el espectro de respuesta y el espectro de diseño, los cuales se resumen en las siguientes tablas

Tabla 11 Valores gráficos del espectro de respuesta

Fuente: Elaboración propia

Periodo T (seg)	Aceleración espectral Ad
0	0,3
0,022	0,36
0,044	0,42
0,066	0,48
0,088	0,54
0,109	0,6
0,131	0,66
0,153	0,72
(To) 0,175	0,78
(To) 0,175	0,78
0,241	0,78
0,306	0,78
0,372	0,78
0,438	0,78
0,503	0,78
0,569	0,78
0,634	0,78
(T*) 0,700	0,78
(T*) 0,700	0,78
0,788	0,69
0,875	0,62
0,963	0,57
1,050	0,52
1,138	0,48
1,225	0,45
1,313	0,42
1,400	0,39
1,488	0,37
1,575	0,35

Tabla 12 Valores gráficos del espectro de diseño

Fuente: Elaboración propia

Periodo T (seg)	Aceleración espectral Ad
0	0,300
0,050	0,260
0,100	0,220
0,150	0,193
0,200	0,173
0,250	0,158
0,300	0,146
0,350	0,137
(T+) 0,400	0,13
(T+) 0,400	0,13
0,4375	0,13
0,475	0,13
0,5125	0,13
0,55	0,13
0,5875	0,13
0,625	0,13
0,6625	0,13
(T*) 0,700	0,13
(T*) 0,700	0,13
0,788	0,12
0,875	0,10
0,9625	0,09
1,05	0,09
1,1375	0,08
1,225	0,07
1,3125	0,07
1,4	0,07
1,4875	0,06
1,575	0,06

Los datos de las tablas se traducen en la figura presentada a continuación:

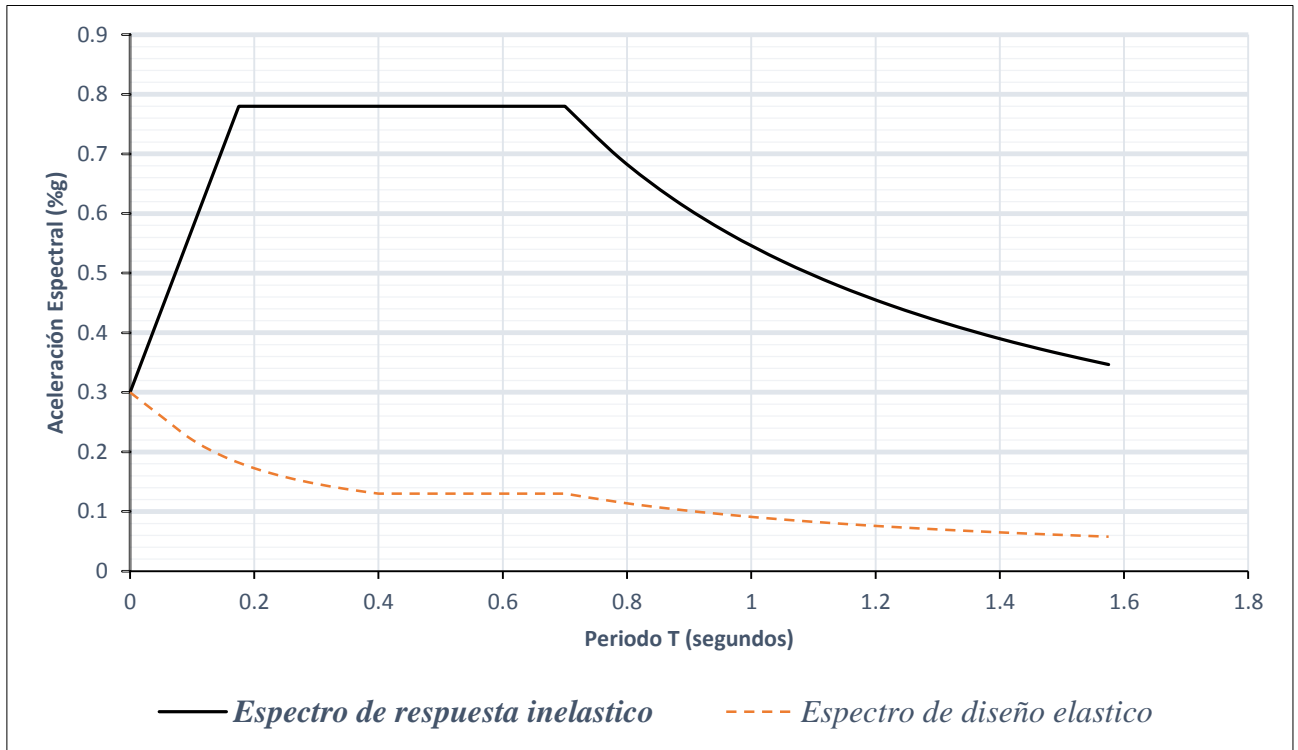


Figura 19 Espectro de aceleraciones

Fuente: Elaboración propia

IV.3 DEFINICION DEL MODELO ESTRUCTURAL

Una vez definidos los valores del espectro de aceleraciones del terreno se procedió a definir las secciones de las columnas con una cantidad de acero establecida a ser chequeada y unas dimensiones de vigas a ser diseñadas por el programa SAP2000, para realizar la primera iteración. El modelo tridimensional de la edificación estudiada se presenta a continuación.

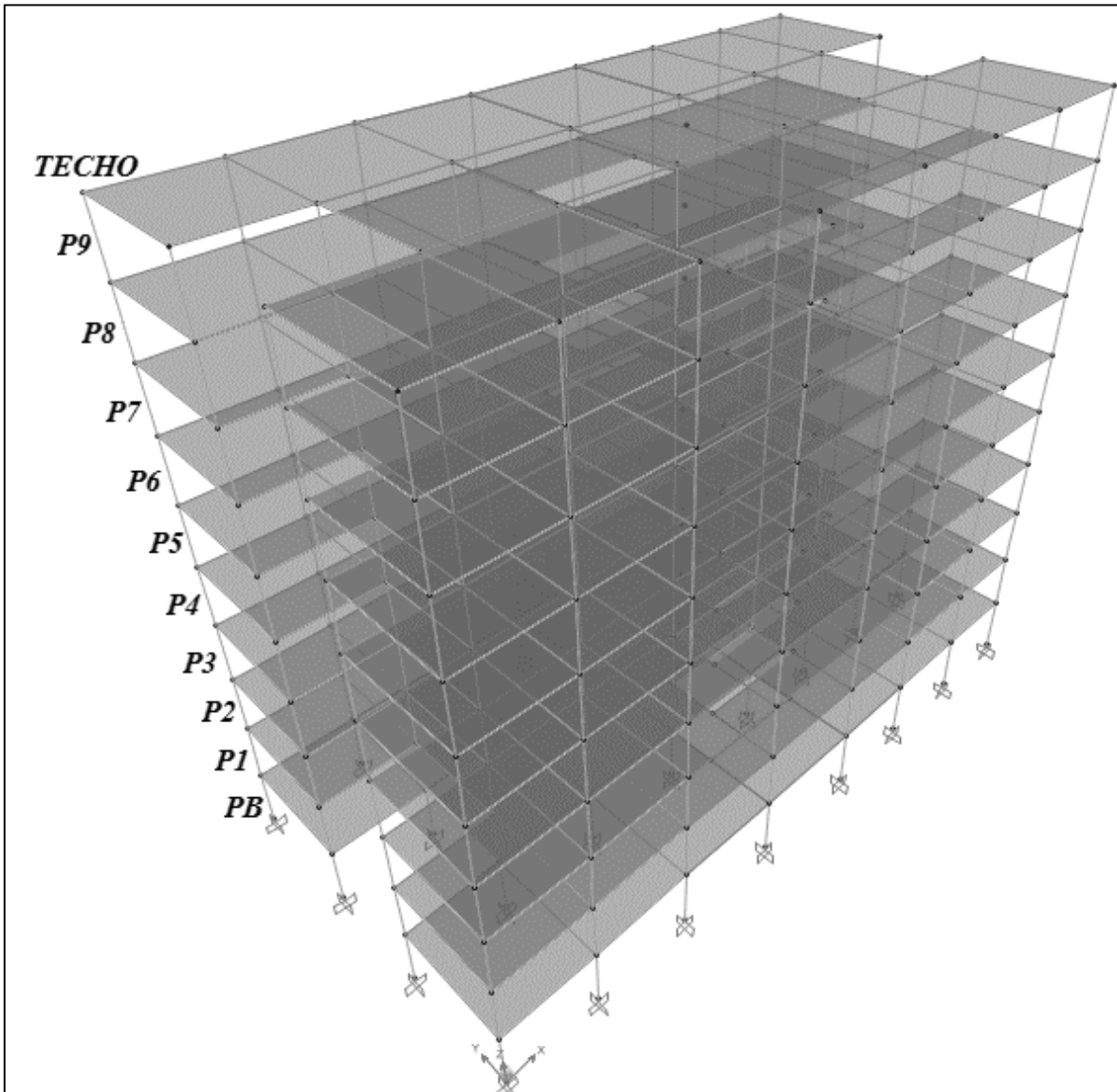


Figura 20 Modelo 3D y niveles

Fuente: Elaboración propia

IV.3.1 Dimensiones de las vigas:

Por motivos prácticos en este trabajo de grado no se presenta todas las iteraciones realizadas con las distintas dimensiones de columnas y vigas, en su lugar se presentan las dimensiones definitivas calculadas para la última iteración realizada, en la cual los valores de la deriva cumplían con los máximos establecidos por la norma COVENIN 1756. Las mismas son presentadas a continuación.

IV.3.2 Vigas en dirección “X”:

Tabla 13 Dimensiones vigas en PB

Fuente: Elaboración propia

PB															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 14 Dimensiones vigas en P1

Fuente: Elaboración propia

P1															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 15 Dimensiones vigas en P2

Fuente: Elaboración propia

P2															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 16 Dimensiones vigas en P3

Fuente: Elaboración propia

P3															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 17 Dimensiones vigas en P4

Fuente: Elaboración propia

P4															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 18 Dimensiones vigas en P5

Fuente: Elaboración propia

P5															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 19 Dimensiones vigas en P6

Fuente: Elaboración propia

P6															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 20 Dimensiones vigas en P7

Fuente: Elaboración propia

P7															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 21 Dimensiones vigas en P8

Fuente: Elaboración propia

P8															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

Tabla 22 Dimensiones vigas en P9

Fuente: Elaboración propia

P9															
EJES	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6		6-7		7-8		ΣK_{vx} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	b	h	
A	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
B	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
C	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	50	40	0,004
D	50	40	50	40	55	30	60	30	55	30	50	40	50	40	0,003
Longitud (m)	4,25		4,45		4,42		5,5		5,2		5		4,7		

IV.3.3 Vigas en dirección Y:

Tabla 23 Dimensiones vigas en PB

Fuente: Elaboración propia

PB							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m3)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 24 Dimensiones vigas en P1

Fuente: Elaboración propia

P1							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m3)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 25 Dimensiones vigas en P2

Fuente: Elaboración propia

P2							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m3)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 26 Dimensiones vigas en P3

Fuente: Elaboración propia

P3							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m3)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 27 Dimensiones vigas en P4

Fuente: Elaboración propia

P4							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 28 Dimensiones vigas en P5

Fuente: Elaboración propia

P5							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 29 Dimensiones vigas en P6

Fuente: Elaboración propia

P6							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m3)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 30 Dimensiones vigas en P7

Fuente: Elaboración propia

P7							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m3)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 31 Dimensiones vigas en P8

Fuente: Elaboración propia

P8							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

Tabla 32 Dimensiones vigas en P9

Fuente: Elaboración propia

P9							
EJES	A-B		B-C		C-D		ΣK_{vy} (m ³)
Dimensión (cm)	b	h	b	h	b	h	
1	50	40	0	0	50	40	0,0009
2	50	40	50	40	50	40	0,0014
3	60	60	60	30	60	60	0,0039
4	60	30	60	30	60	30	0,0007
5	60	30	60	30	60	30	0,0007
6	60	60	60	30	60	60	0,0039
7	50	40	50	40	50	40	0,0014
8	50	40	0	0	50	40	0,0009
Longitud (m)	5,9		5,3		5,9		

IV.3.4 Dimensiones de las columnas

Para los cálculos de la inercia de las columnas se tomó como la base la dimensión paralela a la dirección “X” y la altura es paralela a la dirección en “Y”. Se verifico adicionalmente que las reducciones en las dimensiones de las columnas de dos pisos consecutivos no superaran el 20% de la dimensión del piso inferior. La inercia en ambas direcciones variara según la orientación que se mostró en la figura de la planta tipo.

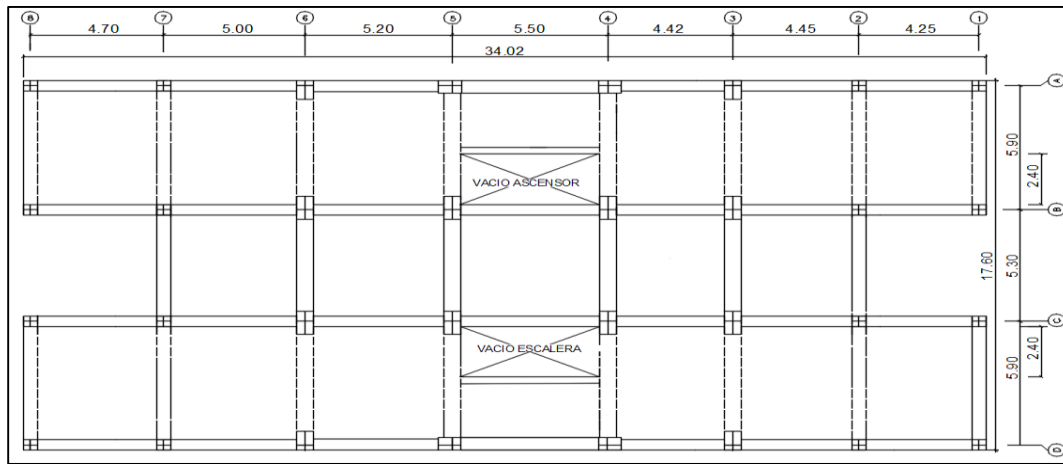


Figura 21 Esquema de vigas y orientación de las columnas de planta tipo

Fuente: Elaboración propia

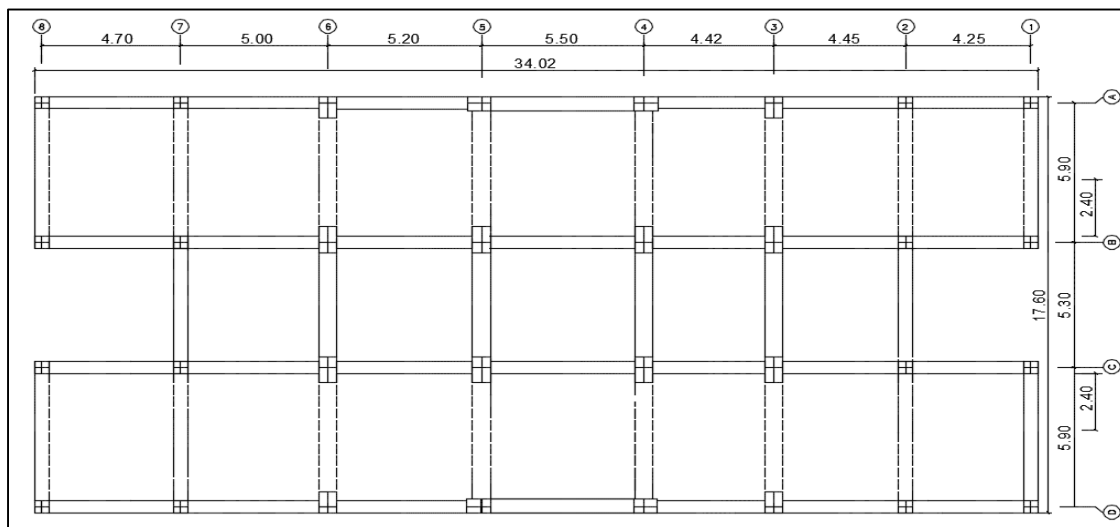


Figura 22 Esquema de vigas y orientación de las columnas de planta techo

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33 Dimensiones de columnas PB

(Fuente: Elaboración propia)

PB				
Columna	Dimensión (cm)		kcx (m3)	kcy (m3)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	80	70	0,007622	0,009956
B1	80	75	0,009375	0,010667
C1	80	75	0,009375	0,010667
D1	80	70	0,007622	0,009956
A2	70	80	0,009956	0,007622
B2	80	75	0,009375	0,010667
C2	80	75	0,009375	0,010667
D2	70	80	0,009956	0,007622
A3	80	70	0,007622	0,009956
B3	80	75	0,009375	0,010667
C3	80	75	0,009375	0,010667
D3	80	70	0,007622	0,009956
A4	70	80	0,009956	0,007622
B4	90	90	0,018225	0,018225
C4	90	90	0,018225	0,018225
D4	70	80	0,009956	0,007622
A5	70	80	0,009956	0,007622
B5	90	90	0,018225	0,018225
C5	90	90	0,018225	0,018225
D5	70	80	0,009956	0,007622
A6	80	70	0,007622	0,009956
B6	80	75	0,009375	0,010667
C6	80	75	0,009375	0,010667
D6	80	70	0,007622	0,009956
A7	70	80	0,009956	0,007622
B7	80	75	0,009375	0,010667
C7	80	75	0,009375	0,010667
D7	70	80	0,009956	0,007622
A8	80	70	0,007622	0,009956
B8	80	75	0,009375	0,010667
C8	80	75	0,009375	0,010667
D8	80	70	0,007622	0,009956

Tabla 34 Dimensiones de columnas en P1

(Fuente: Elaboración propia)

P1				
Columna	Dimensión (cm)		kcx (m3)	kcy (m3)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	80	70	0,007622	0,009956
B1	80	75	0,009375	0,010667
C1	80	75	0,009375	0,010667
D1	80	70	0,007622	0,009956
A2	70	80	0,009956	0,007622
B2	80	75	0,009375	0,010667
C2	80	75	0,009375	0,010667
D2	70	80	0,009956	0,007622
A3	80	70	0,007622	0,009956
B3	80	75	0,009375	0,010667
C3	80	75	0,009375	0,010667
D3	80	70	0,007622	0,009956
A4	70	80	0,009956	0,007622
B4	90	90	0,018225	0,018225
C4	90	90	0,018225	0,018225
D4	70	80	0,009956	0,007622
A5	70	80	0,009956	0,007622
B5	90	90	0,018225	0,018225
C5	90	90	0,018225	0,018225
D5	70	80	0,009956	0,007622
A6	80	70	0,007622	0,009956
B6	80	75	0,009375	0,010667
C6	80	75	0,009375	0,010667
D6	80	70	0,007622	0,009956
A7	70	80	0,009956	0,007622
B7	80	75	0,009375	0,010667
C7	80	75	0,009375	0,010667
D7	70	80	0,009956	0,007622
A8	80	70	0,007622	0,009956
B8	80	75	0,009375	0,010667
C8	80	75	0,009375	0,010667
D8	80	70	0,007622	0,009956

Tabla 35 Dimensiones de columnas en P2

(Fuente: Elaboración propia)

P2				
Columna	Dimensión (cm)		kcx (m3)	kcy (m3)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	80	70	0,007622	0,009956
B1	80	75	0,009375	0,010667
C1	80	75	0,009375	0,010667
D1	80	70	0,007622	0,009956
A2	70	80	0,009956	0,007622
B2	80	75	0,009375	0,010667
C2	80	75	0,009375	0,010667
D2	70	80	0,009956	0,007622
A3	80	70	0,007622	0,009956
B3	80	75	0,009375	0,010667
C3	80	75	0,009375	0,010667
D3	80	70	0,007622	0,009956
A4	70	80	0,009956	0,007622
B4	90	90	0,018225	0,018225
C4	90	90	0,018225	0,018225
D4	70	80	0,009956	0,007622
A5	70	80	0,009956	0,007622
B5	90	90	0,018225	0,018225
C5	90	90	0,018225	0,018225
D5	70	80	0,009956	0,007622
A6	80	70	0,007622	0,009956
B6	80	75	0,009375	0,010667
C6	80	75	0,009375	0,010667
D6	80	70	0,007622	0,009956
A7	70	80	0,009956	0,007622
B7	80	75	0,009375	0,010667
C7	80	75	0,009375	0,010667
D7	70	80	0,009956	0,007622
A8	80	70	0,007622	0,009956
B8	80	75	0,009375	0,010667
C8	80	75	0,009375	0,010667
D8	80	70	0,007622	0,009956

Tabla 36 Dimensiones de columnas en P3

(Fuente: Elaboración propia)

P3				
Columna	Dimensión (cm)		kcx (m3)	kcy (m3)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	80	70	0,007622	0,009956
B1	80	75	0,009375	0,010667
C1	80	75	0,009375	0,010667
D1	80	70	0,007622	0,009956
A2	70	80	0,009956	0,007622
B2	80	75	0,009375	0,010667
C2	80	75	0,009375	0,010667
D2	70	80	0,009956	0,007622
A3	80	70	0,007622	0,009956
B3	80	75	0,009375	0,010667
C3	80	75	0,009375	0,010667
D3	80	70	0,007622	0,009956
A4	70	80	0,009956	0,007622
B4	90	90	0,018225	0,018225
C4	90	90	0,018225	0,018225
D4	70	80	0,009956	0,007622
A5	70	80	0,009956	0,007622
B5	90	90	0,018225	0,018225
C5	90	90	0,018225	0,018225
D5	70	80	0,009956	0,007622
A6	80	70	0,007622	0,009956
B6	80	75	0,009375	0,010667
C6	80	75	0,009375	0,010667
D6	80	70	0,007622	0,009956
A7	70	80	0,009956	0,007622
B7	80	75	0,009375	0,010667
C7	80	75	0,009375	0,010667
D7	70	80	0,009956	0,007622
A8	80	70	0,007622	0,009956
B8	80	75	0,009375	0,010667
C8	80	75	0,009375	0,010667
D8	80	70	0,007622	0,009956

Tabla 37 Dimensiones de columnas en P4

(Fuente: Elaboración propia)

P4				
Columna	Dimensión (cm)		kc _x (m ³)	kc _y (m ³)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	70	60	0,004200	0,005717
B1	70	65	0,005340	0,006193
C1	70	65	0,005340	0,006193
D1	70	60	0,004200	0,005717
A2	60	70	0,005717	0,004200
B2	70	65	0,005340	0,006193
C2	70	65	0,005340	0,006193
D2	60	70	0,005717	0,004200
A3	70	60	0,004200	0,005717
B3	70	65	0,005340	0,006193
C3	70	65	0,005340	0,006193
D3	70	60	0,004200	0,005717
A4	60	70	0,005717	0,004200
B4	80	80	0,011378	0,011378
C4	80	80	0,011378	0,011378
D4	60	70	0,005717	0,004200
A5	60	70	0,005717	0,004200
B5	80	80	0,011378	0,011378
C5	80	80	0,011378	0,011378
D5	60	70	0,005717	0,004200
A6	70	60	0,004200	0,005717
B6	70	65	0,005340	0,006193
C6	70	65	0,005340	0,006193
D6	70	60	0,004200	0,005717
A7	60	70	0,005717	0,004200
B7	70	65	0,005340	0,006193
C7	70	65	0,005340	0,006193
D7	60	70	0,005717	0,004200
A8	70	60	0,004200	0,005717
B8	70	65	0,005340	0,006193
C8	70	65	0,005340	0,006193
D8	70	60	0,004200	0,005717

Tabla 38 Dimensiones de columnas en P5

(Fuente: Elaboración propia)

P5				
Columna	Dimensión (cm)		kc _x (m ³)	kc _y (m ³)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	70	60	0,004200	0,005717
B1	70	65	0,005340	0,006193
C1	70	65	0,005340	0,006193
D1	70	60	0,004200	0,005717
A2	60	70	0,005717	0,004200
B2	70	65	0,005340	0,006193
C2	70	65	0,005340	0,006193
D2	60	70	0,005717	0,004200
A3	70	60	0,004200	0,005717
B3	70	65	0,005340	0,006193
C3	70	65	0,005340	0,006193
D3	70	60	0,004200	0,005717
A4	60	70	0,005717	0,004200
B4	80	80	0,011378	0,011378
C4	80	80	0,011378	0,011378
D4	60	70	0,005717	0,004200
A5	60	70	0,005717	0,004200
B5	80	80	0,011378	0,011378
C5	80	80	0,011378	0,011378
D5	60	70	0,005717	0,004200
A6	70	60	0,004200	0,005717
B6	70	65	0,005340	0,006193
C6	70	65	0,005340	0,006193
D6	70	60	0,004200	0,005717
A7	60	70	0,005717	0,004200
B7	70	65	0,005340	0,006193
C7	70	65	0,005340	0,006193
D7	60	70	0,005717	0,004200
A8	70	60	0,004200	0,005717
B8	70	65	0,005340	0,006193
C8	70	65	0,005340	0,006193
D8	70	60	0,004200	0,005717

Tabla 39 Dimensiones de columnas en P6

(Fuente: Elaboración propia)

P6				
Columna	Dimensión (cm)		kcx (m3)	kcy (m3)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	70	60	0,004200	0,005717
B1	70	65	0,005340	0,006193
C1	70	65	0,005340	0,006193
D1	70	60	0,004200	0,005717
A2	60	70	0,005717	0,004200
B2	70	65	0,005340	0,006193
C2	70	65	0,005340	0,006193
D2	60	70	0,005717	0,004200
A3	70	60	0,004200	0,005717
B3	70	65	0,005340	0,006193
C3	70	65	0,005340	0,006193
D3	70	60	0,004200	0,005717
A4	60	70	0,005717	0,004200
B4	80	80	0,011378	0,011378
C4	80	80	0,011378	0,011378
D4	60	70	0,005717	0,004200
A5	60	70	0,005717	0,004200
B5	80	80	0,011378	0,011378
C5	80	80	0,011378	0,011378
D5	60	70	0,005717	0,004200
A6	70	60	0,004200	0,005717
B6	70	65	0,005340	0,006193
C6	70	65	0,005340	0,006193
D6	70	60	0,004200	0,005717
A7	60	70	0,005717	0,004200
B7	70	65	0,005340	0,006193
C7	70	65	0,005340	0,006193
D7	60	70	0,005717	0,004200
A8	70	60	0,004200	0,005717
B8	70	65	0,005340	0,006193
C8	70	65	0,005340	0,006193
D8	70	60	0,004200	0,005717

Tabla 40 Dimensiones de columnas en P7

(Fuente: Elaboración propia)

P7				
Columna	Dimensión (cm)		kc _x (m ³)	kc _y (m ³)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	60	50	0,002083	0,003000
B1	60	55	0,002773	0,003300
C1	60	55	0,002773	0,003300
D1	60	50	0,002083	0,003000
A2	50	60	0,003000	0,002083
B2	60	55	0,002773	0,003300
C2	60	55	0,002773	0,003300
D2	50	60	0,003000	0,002083
A3	60	50	0,002083	0,003000
B3	60	55	0,002773	0,003300
C3	60	55	0,002773	0,003300
D3	60	50	0,002083	0,003000
A4	50	60	0,003000	0,002083
B4	65	65	0,004959	0,004959
C4	65	65	0,004959	0,004959
D4	50	60	0,003000	0,002083
A5	50	60	0,003000	0,002083
B5	65	65	0,004959	0,004959
C5	65	65	0,004959	0,004959
D5	50	60	0,003000	0,002083
A6	60	50	0,002083	0,003000
B6	60	55	0,002773	0,003300
C6	60	55	0,002773	0,003300
D6	60	50	0,002083	0,003000
A7	50	60	0,003000	0,002083
B7	60	55	0,002773	0,003300
C7	60	55	0,002773	0,003300
D7	50	60	0,003000	0,002083
A8	60	50	0,002083	0,003000
B8	60	55	0,002773	0,003300
C8	60	55	0,002773	0,003300
D8	60	50	0,002083	0,003000

Tabla 41 Dimensiones de columnas en P8

(Fuente: Elaboración propia)

P8				
Columna	Dimensión (cm)		kcx (m3)	key (m3)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	60	50	0,002083	0,003000
B1	60	55	0,002773	0,003300
C1	60	55	0,002773	0,003300
D1	60	50	0,002083	0,003000
A2	50	60	0,003000	0,002083
B2	60	55	0,002773	0,003300
C2	60	55	0,002773	0,003300
D2	50	60	0,003000	0,002083
A3	60	50	0,002083	0,003000
B3	60	55	0,002773	0,003300
C3	60	55	0,002773	0,003300
D3	60	50	0,002083	0,003000
A4	50	60	0,003000	0,002083
B4	65	65	0,004959	0,004959
C4	65	65	0,004959	0,004959
D4	50	60	0,003000	0,002083
A5	50	60	0,003000	0,002083
B5	65	65	0,004959	0,004959
C5	65	65	0,004959	0,004959
D5	50	60	0,003000	0,002083
A6	60	50	0,002083	0,003000
B6	60	55	0,002773	0,003300
C6	60	55	0,002773	0,003300
D6	60	50	0,002083	0,003000
A7	50	60	0,003000	0,002083
B7	60	55	0,002773	0,003300
C7	60	55	0,002773	0,003300
D7	50	60	0,003000	0,002083
A8	60	50	0,002083	0,003000
B8	60	55	0,002773	0,003300
C8	60	55	0,002773	0,003300
D8	60	50	0,002083	0,003000

Tabla 42 Dimensiones de columnas en P9

(Fuente: Elaboración propia)

P9				
Columna	Dimensión (cm)		kcx (m3)	kcy (m3)
	b	h	he: 3 m	he: 3 m
A1	60	50	0,002083	0,003000
B1	60	55	0,002773	0,003300
C1	60	55	0,002773	0,003300
D1	60	50	0,002083	0,003000
A2	50	60	0,003000	0,002083
B2	60	55	0,002773	0,003300
C2	60	55	0,002773	0,003300
D2	50	60	0,003000	0,002083
A3	60	50	0,002083	0,003000
B3	60	55	0,002773	0,003300
C3	60	55	0,002773	0,003300
D3	60	50	0,002083	0,003000
A4	50	60	0,003000	0,002083
B4	65	65	0,004959	0,004959
C4	65	65	0,004959	0,004959
D4	50	60	0,003000	0,002083
A5	50	60	0,003000	0,002083
B5	65	65	0,004959	0,004959
C5	65	65	0,004959	0,004959
D5	50	60	0,003000	0,002083
A6	60	50	0,002083	0,003000
B6	60	55	0,002773	0,003300
C6	60	55	0,002773	0,003300
D6	60	50	0,002083	0,003000
A7	50	60	0,003000	0,002083
B7	60	55	0,002773	0,003300
C7	60	55	0,002773	0,003300
D7	50	60	0,003000	0,002083
A8	60	50	0,002083	0,003000
B8	60	55	0,002773	0,003300
C8	60	55	0,002773	0,003300
D8	60	50	0,002083	0,003000

IV.4 CALCULO DEL CENTRO DE MASA

Para el cálculo del centro de masa se utilizó el programa SAP2000 el cual permitía ver por tabla el centroide de cada una de los elementos área implementados en el modelo para representar cada uno de los paños de losa, este procedimiento tiene su razón de ser en la distribución uniforme en cada una de las plantas. Las cargas vivas y sobrecarga permanente a la cual serian sometidas las losas son exigidas por la norma COVENIN 2002 dando unos valores de: sobrecarga permanente 250 kg/m² formados por 70 kg/m² de baldosas de parquet sobre mortero y 180 kg/m² de pared frisada por ambas caras y carga viva de 175 kg/m² para la planta tipo y una sobrecarga permanente 200 kg/m² y 100 kg/m² de carga viva para la planta techo. Los centros de masa en cada nivel se presentan en las tablas a continuación. El sistema de entrepiso estaría formado por una losa nervada con un nervio típico de 30 cm de altura total, 10cm de base, 25 de ala y 5cm de espesor de loseta. Adicionalmente en la siguiente imagen se muestra la orientación de los nervios en una planta tipo.

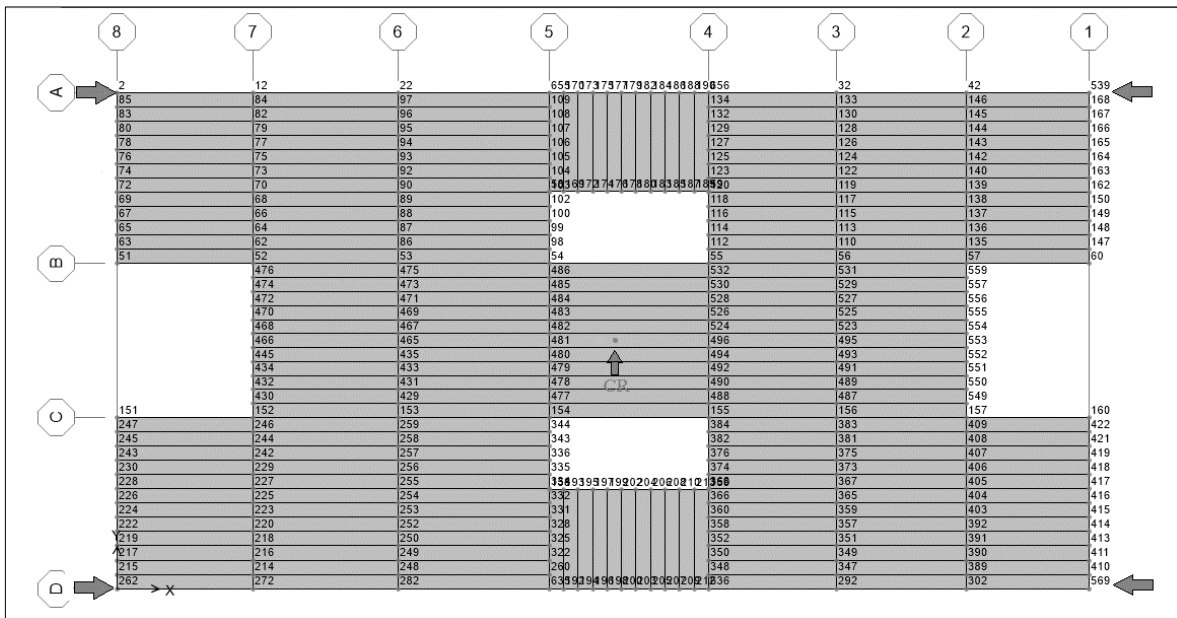


Figura 23 Orientación de los nervios

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 43 Centro de masa de PB

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
1	27,73	2,35	14,15	PB	16,77	8,55
2	29,5	7,2	14,15			
3	26,255	27,045	14,15			
4	25,075	31,395	14,15			
5	25,075	31,395	2,95			
6	26,255	27,045	2,95			
7	29,5	7,2	2,95			
8	27,73	2,35	2,95			
360	26,5	7,2	8,55			
361	27,56	12,3	8,55			
362	29,15	17,65	8,55			
363	23,426	22,61	8,55			
364	23,585	27,045	8,55			
410	30,68	12,3	14,15			
411	26,078	22,61	14,15			
412	30,68	12,3	2,95			
413	26,078	22,61	2,95			
414	18,7	17,65	1,7			
415	18,7	17,65	15,4			

Tabla 44 Centro de masa de P1

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
10	27,73	2,35	14,15	P1	16,77	8,55
11	29,5	7,2	14,15			
12	27,73	2,35	2,95			
13	29,5	7,2	2,95			
14	25,075	31,395	2,95			
15	26,255	27,045	2,95			
16	26,255	27,045	14,15			
17	25,075	31,395	14,15			
365	26,5	7,2	8,55			
366	27,56	12,3	8,55			
367	29,15	17,65	8,55			
368	23,426	22,61	8,55			
369	23,585	27,045	8,55			
416	30,68	12,3	14,15			
417	26,078	22,61	14,15			
418	30,68	12,3	2,95			
419	26,078	22,61	2,95			
420	18,7	17,65	1,7			
421	18,7	17,65	15,4			

Tabla 45 Centro de masa de P2

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
74	29,5	7,2	14,15	P2	16,77	8,55
75	27,73	2,35	14,15			
76	27,73	2,35	2,95			
77	29,5	7,2	2,95			
78	26,255	27,045	2,95			
79	25,075	31,395	2,95			
80	25,075	31,395	14,15			
81	26,255	27,045	14,15			
370	26,5	7,2	8,55			
371	27,56	12,3	8,55			
372	29,15	17,65	8,55			
373	23,426	22,61	8,55			
374	23,585	27,045	8,55			
422	30,68	12,3	14,15			
423	26,078	22,61	14,15			
424	30,68	12,3	2,95			
425	26,078	22,61	2,95			
426	18,7	17,65	1,7			
427	18,7	17,65	15,4			

Tabla 46 Centro de masa de P3

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
66	29,5	7,2	14,15	P3	16,77	8,55
67	27,73	2,35	14,15			
68	27,73	2,35	2,95			
69	29,5	7,2	2,95			
70	26,255	27,045	2,95			
71	25,075	31,395	2,95			
72	25,075	31,395	14,15			
73	26,255	27,045	14,15			
375	26,5	7,2	8,55			
376	27,56	12,3	8,55			
377	29,15	17,65	8,55			
378	23,426	22,61	8,55			
379	23,585	27,045	8,55			
428	30,68	12,3	14,15			
429	26,078	22,61	14,15			
430	30,68	12,3	2,95			
431	26,078	22,61	2,95			
432	18,7	17,65	1,7			
433	18,7	17,65	15,4			

Tabla 47 Centro de masa de P4

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
58	29,5	7,2	14,15	P4	16,77	8,55
59	27,73	2,35	14,15			
60	27,73	2,35	2,95			
61	29,5	7,2	2,95			
62	26,255	27,045	2,95			
63	25,075	31,395	2,95			
64	25,075	31,395	14,15			
65	26,255	27,045	14,15			
380	26,5	7,2	8,55			
381	27,56	12,3	8,55			
382	29,15	17,65	8,55			
383	23,426	22,61	8,55			
384	23,585	27,045	8,55			
434	30,68	12,3	14,15			
435	26,078	22,61	14,15			
436	30,68	12,3	2,95			
437	26,078	22,61	2,95			
438	18,7	17,65	1,7			
439	18,7	17,65	15,4			

Tabla 48 Centro de masa de P5

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
50	29,5	7,2	14,15	P5	16,77	8,55
51	27,73	2,35	14,15			
52	27,73	2,35	2,95			
53	29,5	7,2	2,95			
54	25,075	31,395	2,95			
55	26,255	27,045	2,95			
56	26,255	27,045	14,15			
57	25,075	31,395	14,15			
385	26,5	7,2	8,55			
386	27,56	12,3	8,55			
387	29,15	17,65	8,55			
388	23,426	22,61	8,55			
389	23,585	27,045	8,55			
440	30,68	12,3	14,15			
441	26,078	22,61	14,15			
442	30,68	12,3	2,95			
443	26,078	22,61	2,95			
444	18,7	17,65	1,7			
445	18,7	17,65	15,4			

Tabla 49 Centro de masa de P6

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
42	29,5	7,2	14,15	P6	16,77	8,55
43	27,73	2,35	14,15			
44	27,73	2,35	2,95			
45	29,5	7,2	2,95			
46	26,255	27,045	2,95			
47	25,075	31,395	2,95			
48	25,075	31,395	14,15			
49	26,255	27,045	14,15			
390	26,5	7,2	8,55			
391	27,56	12,3	8,55			
392	29,15	17,65	8,55			
393	23,426	22,61	8,55			
394	23,585	27,045	8,55			
446	30,68	12,3	14,15			
447	26,078	22,61	14,15			
448	30,68	12,3	2,95			
449	26,078	22,61	2,95			
450	18,7	17,65	1,7			
451	18,7	17,65	15,4			

Tabla 50 Centro de masa de P7

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
34	29,5	7,2	14,15	P7	16,77	8,55
35	27,73	2,35	14,15			
36	27,73	2,35	2,95			
37	29,5	7,2	2,95			
38	26,255	27,045	2,95			
39	25,075	31,395	2,95			
40	25,075	31,395	14,15			
41	26,255	27,045	14,15			
395	26,5	7,2	8,55			
396	27,56	12,3	8,55			
397	29,15	17,65	8,55			
398	23,426	22,61	8,55			
399	23,585	27,045	8,55			
452	30,68	12,3	14,15			
453	26,078	22,61	14,15			
454	30,68	12,3	2,95			
455	26,078	22,61	2,95			
456	18,7	17,65	1,7			
457	18,7	17,65	15,4			

Tabla 51 Centro de masa de P8

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
26	29,5	7,2	14,15	P8	16,77	8,55
27	27,73	2,35	14,15			
28	27,73	2,35	2,95			
29	29,5	7,2	2,95			
30	26,255	27,045	2,95			
31	26,255	27,045	14,15			
32	25,075	31,395	14,15			
33	25,075	31,395	2,95			
400	26,5	7,2	8,55			
401	27,56	12,3	8,55			
402	29,15	17,65	8,55			
403	23,426	22,61	8,55			
404	23,585	27,045	8,55			
458	30,68	12,3	14,15			
459	26,078	22,61	14,15			
460	30,68	12,3	2,95			
461	26,078	22,61	2,95			
462	18,7	17,65	1,7			
463	18,7	17,65	15,4			

Tabla 52 Centro de masa de P9

(Fuente: Elaboración propia)

Área	Área	CentroidX	CentroidY	Nivel	CentroidXt	CentroidYt
Text	m2	m	m		m	m
18	27,73	2,35	14,15	P9	16,82	8,55
19	29,5	7,2	14,15			
20	27,73	2,35	2,95			
21	29,5	7,2	2,95			
22	25,075	31,395	2,95			
23	26,255	27,045	2,95			
24	25,075	31,395	14,15			
25	26,255	27,045	14,15			
405	26,5	7,2	8,55			
406	27,56	12,3	8,55			
407	29,15	17,65	8,55			
408	23,426	22,61	8,55			
409	23,585	27,045	8,55			
464	30,68	12,3	14,15			
465	26,078	22,61	14,15			
466	30,68	12,3	2,95			
467	26,078	22,61	2,95			
468	32,45	17,65	2,95			
469	32,45	17,65	14,15			

IV.5 CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ

Para el cálculo del centro de rigidez se tomó como origen el punto de intersección de los ejes D y 8, la resistencia a la compresión del concreto su módulo de elasticidad y la altura del entrepiso serán:

$f'c$: 280 kg/cm².

E_c : 252671 kg/cm².

h_e : 300cm.

Las coordenadas de los centros de rigidez se presentan a continuación y adicionalmente en estas tablas se verifica el requisito del entrepiso blando exigido por la norma COVENIN 1756 para estructuras regulares.

Tabla 53 Coordenadas del centro de rigidez PB

(Fuente: Elaboración propia)

	PB				RX _{PB} (Ton/cm)	RY _{PB} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	480,68	17,19	8,55	2216	2263	Cumple	Cumple
	B	627,44						
	C	627,44						
	D	480,68						
Pórticos en dir. Y	1	241,63						
	2	241,39						
	3	365,21						
	4	283,24						
	5	283,24						
	6	365,21						
	7	241,39						
	8	241,63						

Tabla 54 Coordenadas del centro de rigidez P1

(Fuente: Elaboración propia)

	P1				RX _{P1} (Ton/cm)	RY _{P1} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	191,43	17,18	8,55	871	830	Cumple	Cumple
	B	244,01						
	C	244,01						
	D	191,43						
Pórticos en dir. Y	1	58,35						
	2	88,04						
	3	221,74						
	4	46,71						
	5	46,71						
	6	221,74						
	7	88,04						
	8	58,35						

Tabla 55 Coordenadas del centro de rigidez P2

(Fuente: Elaboración propia)

	P2				RX _{P2} (Ton/cm)	RY _{P2} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	191,43	17,18	8,55	871	830	Cumple	Cumple
	B	244,01						
	C	244,01						
	D	191,43						
Pórticos en dir. Y	1	58,35						
	2	88,04						
	3	221,74						
	4	46,71						
	5	46,71						
	6	221,74						
	7	88,04						
	8	58,35						

Tabla 56 Coordenadas del centro de rigidez P3

(Fuente: Elaboración propia)

	P3				RX _{P3} (Ton/cm)	RY _{P3} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	191,43	17,18	8,55	871	830	Cumple	Cumple
	B	244,01						
	C	244,01						
	D	191,43						
Pórticos en dir. Y	1	58,35						
	2	88,04						
	3	221,74						
	4	46,71						
	5	46,71						
	6	221,74						
	7	88,04						
	8	58,35						

Tabla 57 Coordenadas del centro de rigidez P4

(Fuente: Elaboración propia)

	P4				RX _{P4} (Ton/cm)	RY _{P4} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	180,18	17,17	8,55	823	769	Cumple	Cumple
	B	231,50						
	C	231,50						
	D	180,18						
Pórticos en dir. Y	1	56,61						
	2	83,50						
	3	198,56						
	4	45,90						
	5	45,90						
	6	198,56						
	7	83,50						
	8	56,61						

Tabla 58 Coordenadas del centro de rigidez P5

(Fuente: Elaboración propia)

	P5				RX _{P5} (Ton/cm)	RY _{P5} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	180,18	17,17	8,55	823	769	Cumple	Cumple
	B	231,50						
	C	231,50						
	D	180,18						
Pórticos en dir. Y	1	56,61						
	2	83,50						
	3	198,56						
	4	45,90						
	5	45,90						
	6	198,56						
	7	83,50						
	8	56,61						

Tabla 59 Coordenadas del centro de rigidez P6

(Fuente: Elaboración propia)

	P6				RX _{P6} (Ton/cm)	RY _{P6} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	180,18	17,17	8,55	823	769	Cumple	Cumple
	B	231,50						
	C	231,50						
	D	180,18						
Pórticos en dir. Y	1	56,61						
	2	83,50						
	3	198,56						
	4	45,90						
	5	45,90						
	6	198,56						
	7	83,50						
	8	56,61						

Tabla 60 Coordenadas del centro de rigidez P7

(Fuente: Elaboración propia)

	P7				RX _{P7} (Ton/cm)	RY _{P7} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	159,70	17,17	8,55	728	669	Cumple	Cumple
	B	204,26						
	C	204,26						
	D	159,70						
Pórticos en dir. Y	1	53,26						
	2	75,16						
	3	162,71						
	4	43,59						
	5	43,59						
	6	162,71						
	7	75,16						
	8	53,26						

Tabla 61 Coordenadas del centro de rigidez P8

(Fuente: Elaboración propia)

	P8				RX _{P8} (Ton/cm)	RY _{P8} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	159,70	17,17	8,55	728	669	Cumple	Cumple
	B	204,26						
	C	204,26						
	D	159,70						
Pórticos en dir. Y	1	53,26						
	2	75,16						
	3	162,71						
	4	43,59						
	5	43,59						
	6	162,71						
	7	75,16						
	8	53,26						

Tabla 62 Coordenadas del centro de rigidez P9

(Fuente: Elaboración propia)

	P9				RX _{P9} (Ton/cm)	RY _{P9} (Ton/cm)	Entrepiso blando X	Entrepiso blando Y
	EJE	Ri (Ton/cm)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)				
Pórticos en dir. X	A	159,70	17,17	8,55	728	669	Cumple	Cumple
	B	204,26						
	C	204,26						
	D	159,70						
Pórticos en dir. Y	1	53,26						
	2	75,16						
	3	162,71						
	4	43,59						
	5	43,59						
	6	162,71						
	7	75,16						
	8	53,26						

IV.6 CALCULO DEL CENTRO DE CORTANTE

Para el cálculo del centro de cortante se usó como origen la intersección de los ejes D y 8, sus coordenadas en cada una de las plantas para la acción de las cortantes en cada dirección de análisis se muestran en las tablas a continuación:

Tabla 63 Calculo del centro de cortantes para la acción de la cortante en dirección "X"

(Fuente: Elaboración propia)

NIVEL	Fix (Tonf)	Vix (Tonf)	Centro de Masa		Fi*Xcm	Fi*Ycm	Σ Fi*Xcm	Σ Fi*Ycm	Xcc (m)	Ycc (m)
			Xcm (m)	Ycm (m)						
TECHO	86,52	86,52	16,82	8,55	1.455	740	1.455	740	16,82	8,55
P9										
	69,50	156,02	16,77	8,55	1.165	594	2.620	1.334	16,80	8,55
P8										
	61,78	217,80	16,77	8,55	1.036	528	3.656	1.862	16,79	8,55
P7										
	55,62	273,42	16,77	8,55	933	476	4.589	2.338	16,78	8,55
P6										
	49,02	322,44	16,77	8,55	822	419	5.411	2.757	16,78	8,55
P5										
	40,85	363,29	16,77	8,55	685	349	6.096	3.106	16,78	8,55
P4										
	33,65	396,94	16,77	8,55	564	288	6.661	3.394	16,78	8,55
P3										
	25,97	422,91	16,77	8,55	435	222	7.096	3.616	16,78	8,55
P2										
	17,31	440,23	16,77	8,55	290	148	7.386	3.764	16,78	8,55
P1										
	9,67	449,90	16,77	8,55	162	83	7.549	3.847	16,78	8,55
PB										

Tabla 64 Calculo del centro de cortantes para la acción de la cortante en dirección "Y"

(Fuente: Elaboración propia)

NIVEL	Fiy (Tonf)	Viy (tonf)	Centro de Masa		Fi*Xcm	Fi*Ycm	$\Sigma Fi*Xcm$	$\Sigma Fi*Ycm$	Xcc (m)	Ycc (m)
			Xcm (m)	Ycm (m)						
TECHO	86,18	86,18	16,82	8,55	1.449	737	1.449	737	16,82	8,55
P9										
	69,02	155,19	16,77	8,55	1.157	590	2.607	1.327	16,80	8,55
P8										
	61,35	216,54	16,77	8,55	1.029	525	3.635	1.851	16,79	8,55
P7										
	55,24	271,78	16,77	8,55	926	472	4.562	2.324	16,78	8,55
P6										
	48,68	320,45	16,77	8,55	816	416	5.378	2.740	16,78	8,55
P5										
	40,57	361,02	16,77	8,55	680	347	6.058	3.087	16,78	8,55
P4										
	33,42	394,44	16,77	8,55	560	286	6.619	3.372	16,78	8,55
P3										
	25,79	420,23	16,77	8,55	432	220	7.051	3.593	16,78	8,55
P2										
	17,19	437,42	16,77	8,55	288	147	7.339	3.740	16,78	8,55
P1										
	9,60	447,02	16,77	8,55	161	82	7.500	3.822	16,78	8,55
PB										

IV.7 CALCULO DEL PESO SÍSMICO “Wi”

Utilizando el programa SAP2000 se calcularon las reacciones en la mitad de las columnas en cada uno de los niveles (“station 1,5m”) para calcular mediante la diferencia de cada uno de estos valores el peso sísmico “Wi” de cada nivel. El peso sísmico es el indicado en la norma COVENIN 1756 en el capítulo 7 y se incluyó en el programa mediante el caso de carga "W".

Tabla 65 Peso del edificio sobre PB

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames PB				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
1	0	W	-125,9491	5812,7674
10	0	W	-165,8474	
19	0	W	-192,5314	
28	0	W	-175,382	
37	0	W	-153,523	
46	0	W	-120,5024	
55	0	W	-162,8523	
64	0	W	-155,7452	
73	0	W	-133,0769	
82	0	W	-207,358	
91	0	W	-262,9087	
100	0	W	-253,5561	
109	0	W	-240,6714	
118	0	W	-236,6921	
127	0	W	-191,7203	
136	0	W	-128,0674	
145	0	W	-133,0769	
154	0	W	-207,358	
163	0	W	-262,9087	
172	0	W	-253,5561	
181	0	W	-240,6714	
190	0	W	-236,6921	
199	0	W	-191,7203	
208	0	W	-128,0674	
217	0	W	-162,8523	
226	0	W	-155,7452	
235	0	W	-125,9491	
244	0	W	-165,8474	
253	0	W	-192,5314	
262	0	W	-175,382	
271	0	W	-153,523	
280	0	W	-120,5024	

Tabla 66 Peso del edificio sobre P1

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P1				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
2	1,5	W	-110,2534	5118,1068
11	1,5	W	-145,9018	
20	1,5	W	-169,9945	
29	1,5	W	-154,4735	
38	1,5	W	-134,8269	
47	1,5	W	-105,3889	
56	1,5	W	-143,566	
65	1,5	W	-137,2993	
74	1,5	W	-116,6847	
83	1,5	W	-182,8789	
92	1,5	W	-231,8202	
101	1,5	W	-224,0331	
110	1,5	W	-212,6706	
119	1,5	W	-208,2011	
128	1,5	W	-168,8076	
137	1,5	W	-112,2529	
146	1,5	W	-116,6847	
155	1,5	W	-182,8789	
164	1,5	W	-231,8202	
173	1,5	W	-224,0331	
182	1,5	W	-212,6706	
191	1,5	W	-208,2011	
200	1,5	W	-168,8076	
209	1,5	W	-112,2529	
218	1,5	W	-143,566	
227	1,5	W	-137,2993	
236	1,5	W	-110,2534	
245	1,5	W	-145,9018	
254	1,5	W	-169,9945	
263	1,5	W	-154,4735	
272	1,5	W	-134,8269	
281	1,5	W	-105,3889	

Tabla 67 Peso del edificio sobre P2

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P2				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
3	1,5	W	-96,563	4496,1958
12	1,5	W	-128,0672	
21	1,5	W	-149,4356	
30	1,5	W	-135,5911	
39	1,5	W	-118,2487	
48	1,5	W	-92,2723	
57	1,5	W	-126,2908	
66	1,5	W	-120,824	
75	1,5	W	-102,3844	
84	1,5	W	-160,7487	
93	1,5	W	-203,4173	
102	1,5	W	-197,4933	
111	1,5	W	-187,5794	
120	1,5	W	-182,4212	
129	1,5	W	-148,2537	
138	1,5	W	-98,5072	
147	1,5	W	-102,3844	
156	1,5	W	-160,7487	
165	1,5	W	-203,4173	
174	1,5	W	-197,4933	
183	1,5	W	-187,5794	
192	1,5	W	-182,4212	
201	1,5	W	-148,2537	
210	1,5	W	-98,5072	
219	1,5	W	-126,2908	
228	1,5	W	-120,824	
237	1,5	W	-96,563	
246	1,5	W	-128,0672	
255	1,5	W	-149,4356	
264	1,5	W	-135,5911	
273	1,5	W	-118,2487	
282	1,5	W	-92,2723	

Tabla 68 Peso del edificio sobre P3

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P3				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
4	1,5	W	-82,7948	3874,285
13	1,5	W	-110,2423	
22	1,5	W	-128,7941	
31	1,5	W	-116,6705	
40	1,5	W	-101,685	
49	1,5	W	-79,0704	
58	1,5	W	-108,949	
67	1,5	W	-104,2455	
76	1,5	W	-87,9469	
85	1,5	W	-138,6962	
94	1,5	W	-175,3827	
103	1,5	W	-170,8841	
112	1,5	W	-162,358	
121	1,5	W	-157,0325	
130	1,5	W	-127,7865	
139	1,5	W	-84,604	
148	1,5	W	-87,9469	
157	1,5	W	-138,6962	
166	1,5	W	-175,3827	
175	1,5	W	-170,8841	
184	1,5	W	-162,358	
193	1,5	W	-157,0325	
202	1,5	W	-127,7865	
211	1,5	W	-84,604	
220	1,5	W	-108,949	
229	1,5	W	-104,2455	
238	1,5	W	-82,7948	
247	1,5	W	-110,2423	
256	1,5	W	-128,7941	
265	1,5	W	-116,6705	
274	1,5	W	-101,685	
283	1,5	W	-79,0704	

Tabla 69 Peso del edificio sobre P4

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P4				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
5	1,5	W	-69,4947	3269,8486
14	1,5	W	-92,9461	
23	1,5	W	-108,6769	
32	1,5	W	-98,3075	
41	1,5	W	-85,6538	
50	1,5	W	-66,3306	
59	1,5	W	-92,0706	
68	1,5	W	-88,1013	
77	1,5	W	-73,9403	
86	1,5	W	-117,2521	
95	1,5	W	-148,1319	
104	1,5	W	-144,8522	
113	1,5	W	-137,6652	
122	1,5	W	-132,4513	
131	1,5	W	-107,9337	
140	1,5	W	-71,1161	
149	1,5	W	-73,9403	
158	1,5	W	-117,2521	
167	1,5	W	-148,1319	
176	1,5	W	-144,8522	
185	1,5	W	-137,6652	
194	1,5	W	-132,4513	
203	1,5	W	-107,9337	
212	1,5	W	-71,1161	
221	1,5	W	-92,0706	
230	1,5	W	-88,1013	
239	1,5	W	-69,4947	
248	1,5	W	-92,9461	
257	1,5	W	-108,6769	
266	1,5	W	-98,3075	
275	1,5	W	-85,6538	
284	1,5	W	-66,3306	

Tabla 70 Peso del edificio sobre P5

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P5				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
6	1,5	W	-56,6604	2682,8882
15	1,5	W	-76,2011	
24	1,5	W	-89,1381	
33	1,5	W	-80,5343	
42	1,5	W	-70,179	
51	1,5	W	-54,0554	
60	1,5	W	-75,6689	
69	1,5	W	-72,4243	
78	1,5	W	-60,3581	
87	1,5	W	-96,4606	
96	1,5	W	-121,5005	
105	1,5	W	-119,4276	
114	1,5	W	-113,5472	
123	1,5	W	-108,5107	
132	1,5	W	-88,735	
141	1,5	W	-58,0429	
150	1,5	W	-60,3581	
159	1,5	W	-96,4606	
168	1,5	W	-121,5005	
177	1,5	W	-119,4276	
186	1,5	W	-113,5472	
195	1,5	W	-108,5107	
204	1,5	W	-88,735	
213	1,5	W	-58,0429	
222	1,5	W	-75,6689	
231	1,5	W	-72,4243	
240	1,5	W	-56,6604	
249	1,5	W	-76,2011	
258	1,5	W	-89,1381	
267	1,5	W	-80,5343	
276	1,5	W	-70,179	
285	1,5	W	-54,0554	

Tabla 71 Peso del edificio sobre P6

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P6				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
7	1,5	W	-43,7579	2095,927
16	1,5	W	-59,4668	
25	1,5	W	-69,5194	
34	1,5	W	-62,7079	
43	1,5	W	-54,7212	
52	1,5	W	-41,7053	
61	1,5	W	-59,2191	
70	1,5	W	-56,6772	
79	1,5	W	-46,6603	
88	1,5	W	-75,7458	
97	1,5	W	-95,1618	
106	1,5	W	-93,9523	
115	1,5	W	-89,3318	
124	1,5	W	-84,8772	
133	1,5	W	-69,6227	
142	1,5	W	-44,8368	
151	1,5	W	-46,6603	
160	1,5	W	-75,7458	
169	1,5	W	-95,1618	
178	1,5	W	-93,9523	
187	1,5	W	-89,3318	
196	1,5	W	-84,8772	
205	1,5	W	-69,6227	
214	1,5	W	-44,8368	
223	1,5	W	-59,2191	
232	1,5	W	-56,6772	
241	1,5	W	-43,7579	
250	1,5	W	-59,4668	
259	1,5	W	-69,5194	
268	1,5	W	-62,7079	
277	1,5	W	-54,7212	
286	1,5	W	-41,7053	

Tabla 72 Peso del edificio sobre P7

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P7				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
8	1,5	W	-31,2851	1525,0534
17	1,5	W	-43,1831	
26	1,5	W	-50,364	
35	1,5	W	-45,3608	
44	1,5	W	-39,7121	
53	1,5	W	-29,7845	
62	1,5	W	-43,2117	
71	1,5	W	-41,3568	
80	1,5	W	-33,3798	
89	1,5	W	-55,5138	
98	1,5	W	-69,4294	
107	1,5	W	-69,214	
116	1,5	W	-65,8277	
125	1,5	W	-61,8643	
134	1,5	W	-50,9949	
143	1,5	W	-32,0447	
152	1,5	W	-33,3798	
161	1,5	W	-55,5138	
170	1,5	W	-69,4294	
179	1,5	W	-69,214	
188	1,5	W	-65,8277	
197	1,5	W	-61,8643	
206	1,5	W	-50,9949	
215	1,5	W	-32,0447	
224	1,5	W	-43,2117	
233	1,5	W	-41,3568	
242	1,5	W	-31,2851	
251	1,5	W	-43,1831	
260	1,5	W	-50,364	
269	1,5	W	-45,3608	
278	1,5	W	-39,7121	
287	1,5	W	-29,7845	

Tabla 73 Peso del edificio sobre P8

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P8				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
9	1,5	W	-19,3207	970,2676
18	1,5	W	-27,3244	
27	1,5	W	-31,7038	
36	1,5	W	-28,5022	
45	1,5	W	-25,1175	
54	1,5	W	-18,3783	
63	1,5	W	-27,69	
72	1,5	W	-26,5208	
81	1,5	W	-20,6363	
90	1,5	W	-35,6235	
99	1,5	W	-44,1549	
108	1,5	W	-45,245	
117	1,5	W	-43,1226	
126	1,5	W	-39,2797	
135	1,5	W	-32,7057	
144	1,5	W	-19,8084	
153	1,5	W	-20,6363	
162	1,5	W	-35,6235	
171	1,5	W	-44,1549	
180	1,5	W	-45,245	
189	1,5	W	-43,1226	
198	1,5	W	-39,2797	
207	1,5	W	-32,7057	
216	1,5	W	-19,8084	
225	1,5	W	-27,69	
234	1,5	W	-26,5208	
243	1,5	W	-19,3207	
252	1,5	W	-27,3244	
261	1,5	W	-31,7038	
270	1,5	W	-28,5022	
279	1,5	W	-25,1175	
288	1,5	W	-18,3783	

Tabla 74 Peso del edificio sobre P9

(Fuente: Elaboración propia)

TABLE: Element Forces - Frames P9				
Frame	Station	OutputCase	P	P TOTAL
Text	m	Text	Tonf	Tonf
817	1,5	W	-7,2888	415,4818
818	1,5	W	-11,4568	
819	1,5	W	-12,9366	
820	1,5	W	-11,5679	
821	1,5	W	-10,5236	
822	1,5	W	-6,8984	
823	1,5	W	-12,0309	
824	1,5	W	-11,5276	
825	1,5	W	-7,7814	
826	1,5	W	-15,8515	
827	1,5	W	-19,1483	
828	1,5	W	-21,3352	
829	1,5	W	-20,4516	
830	1,5	W	-16,9522	
831	1,5	W	-14,5444	
832	1,5	W	-7,4457	
833	1,5	W	-7,7814	
834	1,5	W	-15,8515	
835	1,5	W	-19,1483	
836	1,5	W	-21,3352	
837	1,5	W	-20,4516	
838	1,5	W	-16,9522	
839	1,5	W	-14,5444	
840	1,5	W	-7,4457	
841	1,5	W	-12,0309	
842	1,5	W	-11,5276	
843	1,5	W	-7,2888	
844	1,5	W	-11,4568	
845	1,5	W	-12,9366	
846	1,5	W	-11,5679	
847	1,5	W	-10,5236	
848	1,5	W	-6,8984	

Tabla 75 Peso sismico "Wi" por nivel

(Fuente: Elaboración propia)

Nivel	Peso Acum (tonf)	Peso (tonf)
TECHO	415,48	
P9		415,48
	970,27	
P8		554,79
	1.525,05	
P7		554,79
	2.095,93	
P6		570,87
	2.682,89	
P5		586,96
	3.269,85	
P4		586,96
	3.874,29	
P3		604,44
	4.496,20	
P2		621,91
	5.118,11	
P1		621,91
	5.812,77	
PB		694,66
TOTAL	5.812,77	

IV.8 CALCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL

Utilizando los valores de peso sísmico por nivel (W_i) obtenidos anteriormente se calcularon las fuerzas Q_i para ser aplicadas en los centros de masa de cada entrepiso y así medir los desplazamientos elásticos y calcular el periodo fundamental en cada dirección de análisis mediante el método de Raleigh según las ecuaciones de la figura siguiente.

9.3.2 PERIODO FUNDAMENTAL

9.3.2.1 En cada dirección de análisis el periodo fundamental T se calculará según se establece en la fórmula siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_{ei})^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i \delta_{ei}}} \quad (9.4)$$

Donde:

Q_i = Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i del edificio y dada por:

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9.5)$$

W = Peso total de la edificación.

W_i = Peso del nivel i .

h_i = Altura del nivel medida desde la base.

δ_{ei} = Desplazamiento elástico lateral del nivel i , bajo la acción de las cargas laterales Q_i .

N = Número de niveles de la edificación.

g = Aceleración de la gravedad.

El valor T del periodo fundamental calculado según la fórmula 9.4 no excederá el valor $1.4 T_a$, donde T_a está dado en la Subsección 9.3.2.2.

Figura 24 Método de Raleigh

Fuente: COVENIN 1756-2001

Tabla 76 Fuerzas "Qi" y desplazamientos por nivel

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Wi (Tonf)	hi (m)	Wi*hi	$\frac{Wi \cdot hi}{\sum Wj \cdot hj}$	Qi (Tonf)	SAP2000 (cm)	
						δ_{eix}	δ_{eiy}
TECHO	415,48	30	12464	0,14	798,09	41,72	42,62
P9							
	554,79	27	14979	0,17	959,11	40,16	40,85
P8							
	554,79	24	13315	0,15	852,55	37,46	37,99
P7							
	570,87	21	11988	0,13	767,61	33,62	34,01
P6							
	586,96	18	10565	0,12	676,49	29,17	29,42
P5							
	586,96	15	8804,4	0,10	563,74	24,06	24,18
P4							
	604,44	12	7253,2	0,08	464,42	18,47	18,48
P3							
	621,91	9	5597,2	0,06	358,39	12,86	12,82
P2							
	621,91	6	3731,5	0,04	238,92	7,34	7,29
P1							
	694,66	3	2084	0,02	133,44	2,56	2,52
PB							
TOTAL	5812,77		90782	1	5812,77		

Tabla 77 Periodo fundamental

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Wi.(δeix)^2	Qi.(δeix)	Wi.(δeiy)^2	Qi.(δeiy)	Tx (seg)	Adx (m/seg2)	Ty (seg)	Ady (m/seg2)
TECHO	723207,15	33297,34	754628,60	34012,99	0,977	0,0931	0,984	0,0925
P9								
	894629,04	38514,91	925966,54	39183,66				
P8								
	778636,28	31939,07	800791,08	32390,26				
P7								
	645151,78	25804,84	660298,99	26106,01				
P6								
	499587,36	19736,22	508108,02	19903,81				
P5								
	339917,20	13566,36	343256,08	13632,82				
P4								
	206145,31	8576,78	206483,85	8583,82				
P3								
	102896,84	4609,87	102197,16	4594,17				
P2								
	33542,92	1754,68	33009,46	1740,67				
P1								
	4537,29	341,03	4420,30	336,60				
PB								
TOTAL	4228251,18	178141	4339160,09	180485				

Según la norma COVENIN 1756 el periodo fundamental "T" en ambas direcciones de análisis, no puede superar el valor de $1,4 \cdot T_a$ del artículo 9.3.2.2, para estructuras tipo I. El valor de "Ta" se puede estimar de la siguiente manera:

$$T_a: Ct * hn^{0,75}$$

Dando como resultado: Ta: 0,9 seg

Una vez calculado el periodo fundamental se procedió a calcular el mayor coeficiente μ , según las siguientes formulas, donde N será el número de pisos.

$$\mu_1 = 1.4 \frac{N + 9}{2N + 12}$$

$$\mu_2 = 0.08 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right)$$

Dando como resultado:

$$\mu_1: 0,83$$

$$\mu_2: 0,82$$

Con los datos anteriormente mencionados se determinó en que rama del espectro de diseño se encuentra el periodo fundamental para calcular la aceleración espectral. En resumen los valores utilizados para calcular las cortantes de diseño en ambas direcciones se presentan en la tabla a continuación:

Tabla 78 Valores de aceleración y periodos fundamentales

Fuente: COVENIN 1756-2001

α	1	T^*	0,7	A_o	0,3	T_a	0,90
ϕ	0,9	T_o	0,175	R	6	Suelo	S2
β	2,6	T_+	0,4	p	1	Grupo	B2
T_x	0,977	Ad_x	0,093	T_y	0,984	Ad_x	0,093

IV.9 CALCULO DE LA CORTANTE BASAL

Con estos datos se calculó la cortante de diseño "Vo" (como se muestra en la figura a continuación). La cortante Vo no podrá ser menor que el coeficiente "Wi*α*Ao/R" establecido en el artículo 7.1 de la norma COVENIN 1756.

$$V_0 = \mu A_d W \quad (9.1)$$

donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño definida en el Artículo 7.2, para el período T dado en la Sección 9.3.2.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base (Artículo 7.1).

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad (9.2)$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (9.3)$$

donde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T* = Período dado en la Tabla 7.1.

Figura 25 Cálculo de la cortante basal

Fuente: COVENIN1756-2001

Dando como resultado:

Vox:449,90 (Cumple con el mínimo)
Voy: 447,02 Tonf (Cumple con el mínimo)
Cortante mínima ($W_i \cdot \alpha \cdot A_o / R$): 290,60 Tonf

Siendo las respectivas fuerzas de techo:

Ftx: 28,69 Tonf
Fty: 28,75 Tonf

Dichas cortantes basales se distribuyeron en cada uno de los niveles para cada dirección de análisis como se explica en la figura siguiente.

9.3.3 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEBIDO A LOS EFECTOS TRASLACIONALES

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtendrán al distribuir verticalmente la fuerza cortante basal V_o , determinada con la fórmula (9.1), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (9.8)$$

donde:

F_t = Fuerza lateral concentrada en el nivel N calculada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_o \quad (9.9)$$

y acotada entre los límites siguientes:

$$0.04 V_o \leq F_t \leq 0.10 V_o \quad (9.10)$$
$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (9.11)$$

W_j = Peso del nivel j de la edificación.
 h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación.

Las fuerzas F_i y F_t se aplicarán en los centros de masas del respectivo nivel.

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i, calculada según la siguiente fórmula:

Figura 26 Distribución de la cortante basal

Fuente: COVENIN 1756-2001

Tabla 79 Cortante por nivel

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Wi (Tonf)	hi (m)	Wi*hi	$\frac{Wi \cdot hi}{\sum Wj \cdot hj}$	Fix (Tonf)	Vix (Tonf)	Fiy (Tonf)	Viy (Tonf)
TECHO	415,48	30	12464	0,14	86,52	86,52	86,18	86,18
P9	554,79	27	14979	0,17	69,50	156,02	69,02	155,19
P8	554,79	24	13315	0,15	61,78	217,80	61,35	216,54
P7	570,87	21	11988	0,13	55,62	273,42	55,24	271,78
P6	586,96	18	10565	0,12	49,02	322,44	48,68	320,45
P5	586,96	15	8804	0,10	40,85	363,29	40,57	361,02
P4	604,44	12	7253	0,08	33,65	396,94	33,42	394,44
P3	621,91	9	5597	0,06	25,97	422,91	25,79	420,23
P2	621,91	6	3731	0,04	17,31	440,23	17,19	437,42
P1	694,66	3	2084	0,02	9,67	449,90	9,60	447,02
PB								
TOTAL	5812,77		90782	1	449,90		447,02	

IV.10 CALCULO DEL RADIO DE GIRO TORSIONAL

Una vez calculadas las fuerzas cortantes en cada nivel se procedió a calcular los momentos torsores los cuales serían aplicados en los centros de rigidez en cada piso junto con dichas fuerzas, para esto se calcularon los siguientes parámetros.

Las distancias X_i y Y_i son medidas desde el origen establecido en la intersección de los ejes D y 8, las distancias X_{it} y Y_{it} serán las distancias entre cada pórtico y el centro de rigidez de piso y valores de r_{tx} y r_{ty} serán los radios de giro torsional en ambas direcciones en cada planta.

Dónde:

$$K_{oo} = \sum X_{it}^2 \cdot K_{iy} + \sum Y_{it}^2 \cdot K_{ix} \quad r_{tx} = \sqrt{\frac{K_{oo}}{\sum K_x}} \quad r_{ty} = \sqrt{\frac{K_{oo}}{\sum K_y}}$$

Tabla 80 Radio de giro torsional en PB

Fuente: Elaboración propia

PB											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$X_{it}^2 \cdot K_{iy}$	$Y_{it}^2 \cdot K_{ix}$	K_{oo} (Ton.cm)	r_{tx} (m)	r_{ty} (m)
	X_{it}	Y_{it}	X_{it}^2	Y_{it}^2	K_{iy}	K_{ix}					
A		1710		7,3E+05		480,68		4E+08	3,3E+09	12,3	12,1
B		1120		7,0E+04		627,44		4E+07			
C		590		7,0E+04		627,44		4E+07			
D		0		7,3E+05		480,68		4E+08			
1	3352		2,7E+06		241,63		6E+08				
2	2927		1,5E+06		241,39		4E+08				
3	2482		5,8E+05		365,21		2E+08				
4	2040		1,0E+05		283,24		3E+07				
5	1490		5,3E+04		283,24		1E+07				
6	970		5,6E+05		365,21		2E+08				
7	470		1,6E+06		241,39		4E+08				
8	0		3,0E+06		241,63		7E+08				

Tabla 81 Radio de giro torsional en P1

Fuente: Elaboración propia

P1											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rty (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		191,43		1E+08	1,2E+09	11,6	11,9
B		1120		7,0E+04		244,01		2E+07			
C		590		7,0E+04		244,01		2E+07			
D		0		7,3E+05		191,43		1E+08			
1	3352		2,7E+06		58,35		2E+08				
2	2927		1,5E+06		88,04		1E+08				
3	2482		5,8E+05		221,74		1E+08				
4	2040		1,0E+05		46,71		5E+06				
5	1490		5,2E+04		46,71		2E+06				
6	970		5,6E+05		221,74		1E+08				
7	470		1,6E+06		88,04		1E+08				
8	0		2,9E+06		58,35		2E+08				

Tabla 82 Radio de giro torsional en P2

Fuente: Elaboración propia

P2											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rty (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		191,43		1E+08	1,2E+09	11,6	11,9
B		1120		7,0E+04		244,01		2E+07			
C		590		7,0E+04		244,01		2E+07			
D		0		7,3E+05		191,43		1E+08			
1	3352		2,7E+06		58,35		2E+08				
2	2927		1,5E+06		88,04		1E+08				
3	2482		5,8E+05		221,74		1E+08				
4	2040		1,0E+05		46,71		5E+06				
5	1490		5,2E+04		46,71		2E+06				
6	970		5,6E+05		221,74		1E+08				
7	470		1,6E+06		88,04		1E+08				
8	0		2,9E+06		58,35		2E+08				

Tabla 83 Radio de giro torsional en P3

Fuente: Elaboración propia

P3											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rty (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		191,43		1E+08	1,0E+09	10,9	11,8
B		1120		7,0E+04		244,01		2E+07			
C		590		7,0E+04		244,01		2E+07			
D		0		7,3E+05		191,43		1E+08			
1	3352		2,7E+06		58,35		2E+08				
2	2927		1,5E+06		88,04		1E+08				
3	2482		5,8E+05		221,74		1E+08				
4	2040		1,0E+05		46,71		5E+06				
5	1490		5,2E+04		46,71		2E+06				
6	970		5,6E+05		221,74		1E+08				
8	0		2,9E+06		58,35		2E+08				

Tabla 84 Radio de giro torsional en P4

Fuente: Elaboración propia

P4											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rty (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		180,18		1E+08	1,1E+09	11,6	12,0
B		1120		7,0E+04		231,50		2E+07			
C		590		7,0E+04		231,50		2E+07			
D		0		7,3E+05		180,18		1E+08			
1	3352		2,7E+06		56,61		2E+08				
2	2927		1,5E+06		83,50		1E+08				
3	2482		5,8E+05		198,56		1E+08				
4	2040		1,0E+05		45,90		5E+06				
5	1490		5,2E+04		45,90		2E+06				
6	970		5,6E+05		198,56		1E+08				
7	470		1,6E+06		83,50		1E+08				
8	0		2,9E+06		56,61		2E+08				

Tabla 85 Radio de giro torsional en P5

Fuente: Elaboración propia

P5											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rty (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		180,18		1E+08	1,1E+09	11,6	12,0
B		1120		7,0E+04		231,50		2E+07			
C		590		7,0E+04		231,50		2E+07			
D		0		7,3E+05		180,18		1E+08			
1	3352		2,7E+06		56,61		2E+08				
2	2927		1,5E+06		83,50		1E+08				
3	2482		5,8E+05		198,56		1E+08				
4	2040		1,0E+05		45,90		5E+06				
5	1490		5,2E+04		45,90		2E+06				
6	970		5,6E+05		198,56		1E+08				
7	470		1,6E+06		83,50		1E+08				
8	0		2,9E+06		56,61		2E+08				

Tabla 86 Radio de giro torsional en P6

Fuente: Elaboración propia

P6											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rty (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		180,18		1E+08	1,1E+09	11,6	12,0
B		1120		7,0E+04		231,50		2E+07			
C		590		7,0E+04		231,50		2E+07			
D		0		7,3E+05		180,18		1E+08			
1	3352		2,7E+06		56,61		2E+08				
2	2927		1,5E+06		83,50		1E+08				
3	2482		5,8E+05		198,56		1E+08				
4	2040		1,0E+05		45,90		5E+06				
5	1490		5,2E+04		45,90		2E+06				
6	970		5,6E+05		198,56		1E+08				
7	470		1,6E+06		83,50		1E+08				
8	0		2,9E+06		56,61		2E+08				

Tabla 87 Radio de giro torsional en P7

Fuente: Elaboración propia

P7											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rt_y (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		159,70		1E+08	9,8E+08	11,6	12,1
B		1120		7,0E+04		204,26		1E+07			
C		590		7,0E+04		204,26		1E+07			
D		0		7,3E+05		159,70		1E+08			
1	3352		2,7E+06		53,26		1E+08				
2	2927		1,5E+06		75,16		1E+08				
3	2482		5,9E+05		162,71		1E+08				
4	2040		1,0E+05		43,59		5E+06				
5	1490		5,2E+04		43,59		2E+06				
6	970		5,6E+05		162,71		9E+07				
7	470		1,6E+06		75,16		1E+08				
8	0		2,9E+06		53,26		2E+08				

Tabla 88 Radio de giro torsional en P8

Fuente: Elaboración propia

P8											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	rtx (m)	rt_y (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		159,70		1E+08	9,8E+08	11,6	12,1
B		1120		7,0E+04		204,26		1E+07			
C		590		7,0E+04		204,26		1E+07			
D		0		7,3E+05		159,70		1E+08			
1	3352		2,7E+06		53,26		1E+08				
2	2927		1,5E+06		75,16		1E+08				
3	2482		5,9E+05		162,71		1E+08				
4	2040		1,0E+05		43,59		5E+06				
5	1490		5,2E+04		43,59		2E+06				
6	970		5,6E+05		162,71		9E+07				
7	470		1,6E+06		75,16		1E+08				
8	0		2,9E+06		53,26		2E+08				

Tabla 89 Radio de giro torsional en P9

Fuente: Elaboración propia

P9											
Pórticos	Distancias (cm)				Rigideces (Ton/cm)		$Xit^2 * Kiy$	$Yit^2 * Kix$	Koo (Ton.cm)	r_{tx} (m)	r_{ty} (m)
	Xit	Yit	Xit^2	Yit^2	Kiy	Kix					
A		1710		7,3E+05		159,70		1E+08	9,8E+08	11,6	12,1
B		1120		7,0E+04		204,26		1E+07			
C		590		7,0E+04		204,26		1E+07			
D		0		7,3E+05		159,70		1E+08			
1	3352		2,7E+06		53,26		1E+08				
2	2927		1,5E+06		75,16		1E+08				
3	2482		5,9E+05		162,71		1E+08				
4	2040		1,0E+05		43,59		5E+06				
5	1490		5,2E+04		43,59		2E+06				
6	970		5,6E+05		162,71		9E+07				
7	470		1,6E+06		75,16		1E+08				
8	0		2,9E+06		53,26		2E+08				

IV.11 CALCULO DEL RADIO DE GIRO INERCIAL

Para la determinación de los vectores de posición de cada una de las masas representadas por las losas de entrespiso, se utilizó el siguiente esquema de losas:

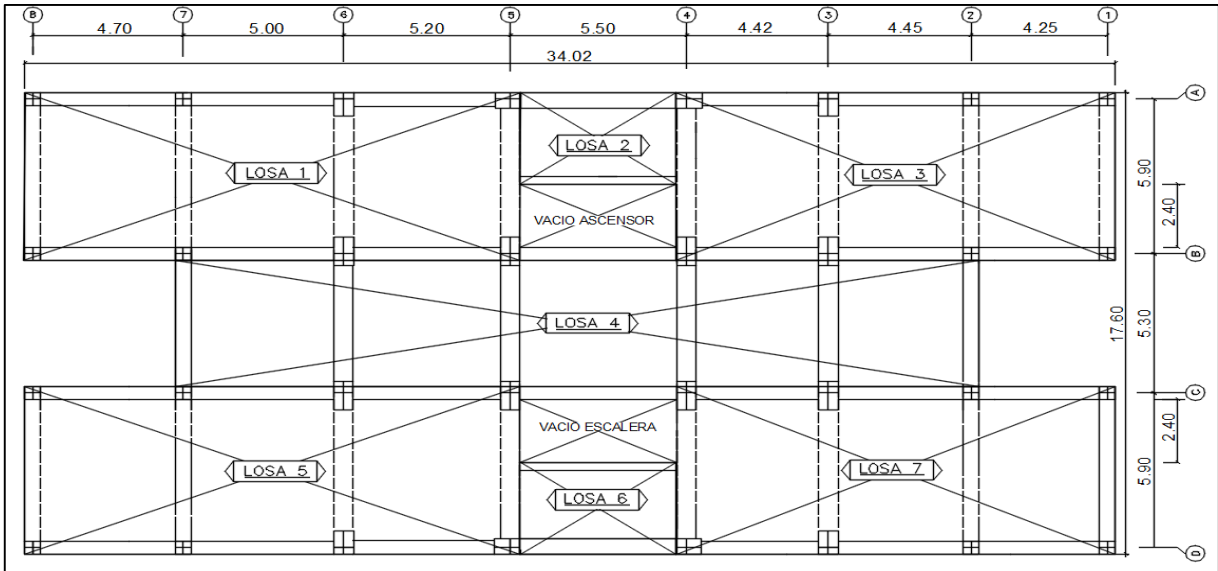


Figura 27 Losas planta tipo

Fuente: Elaboración propia

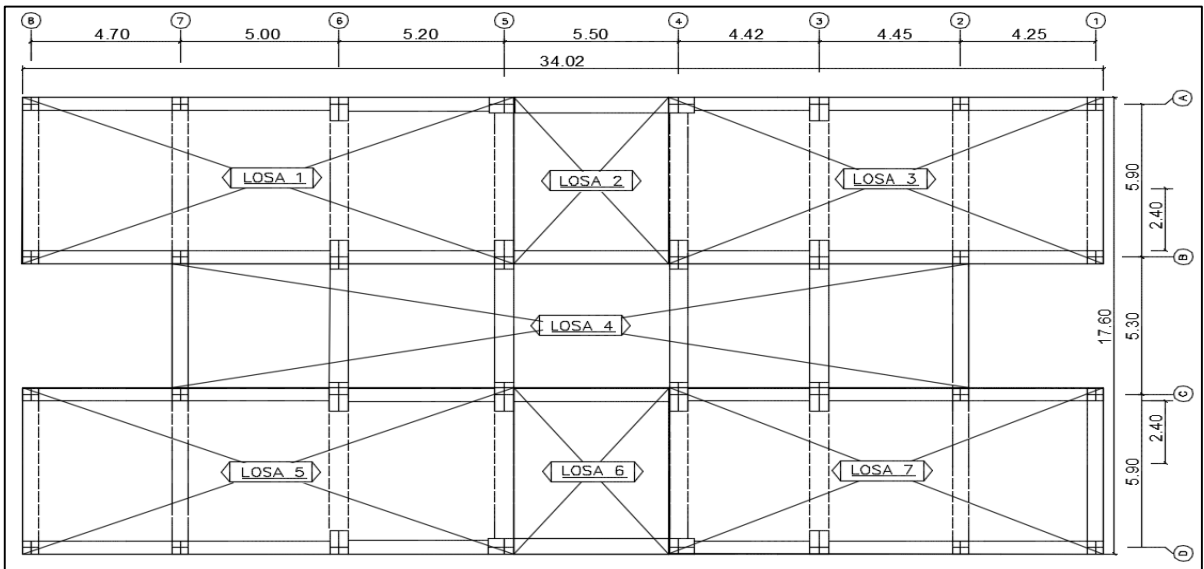


Figura 28 Losas planta baja

Fuente: Elaboración propia.

Para el cálculo de los vectores de posición "Ri" en una planta tipo se utilizarán los datos mostrados en la tabla a continuación. La medición de las coordenadas de los centros de masa de cada una de las losas (Xcml, Ycml) se tomara desde un origen de coordenadas en la intersección de los ejes 8 y D.

Dónde:

$$Ri = \sqrt{Xcml^2 + Ycml^2}, \text{ serán los vectores de posición de los centros de masa de cada losa}$$

$$Wr(D - 8) = \sum Wil * Ri^2 + Qi*(Ixx+Iyy) , \text{ será la masa rotacional}$$

Tabla 90 Masas rotacionales de una planta tipo (desde el origen D-8)

Fuente: Elaboración propia

LOSA	Xcml (m)	Ycml (m)	Ri (m)	Dimensiones		Ixx (m4)	Iyy (m4)	A.loso (m2)	Qi .loso (kg/m2)	Wi.l (kg)	Wr (D-8) (kg.m2)
				b.l (m)	h.l (m)						
L1	7,47	14,15	16,0	15,46	6,39	336,1	1967,7	98,8	294	29019	8106383
L2	17,65	15,60	23,6	4,85	3,50	17,3	33,3	17,0	294	4986	2781734,3
L3	26,92	14,15	30,4	13,69	6,39	297,7	1366,2	87,5	294	25697	24256145
L4	16,99	8,55	19,0	25,07	4,80	231,0	6302,6	120,3	294	35349	14707110
L5	7,47	2,95	8,0	15,46	6,39	336,1	1967,7	98,8	294	29019	2548590,1
L6	17,65	1,49	17,7	4,85	3,50	17,3	33,3	17,0	294	4986	1579312,7
L7	26,93	2,95	27,1	13,69	6,39	297,7	1366,2	87,5	294	25697	19348496

La masa rotacional en una planta tipo medida desde el origen en la intersección de los ejes D y 8 será:

$$Wr (D-8): 73327771 \text{ Kg.m}^2$$

El peso total de las losas en la planta tipo será:

$$Wt: 154754 \text{ Kg}$$

La carga Qi en una planta tipo es la suma de la SCP más un 25% de la carga viva en cada planta. Para las planta tipo el valor será (70 kg/m2 + 180kg/m2 +175kg/m2*0,25). Para el techo Qi será (200kg/m2 +0,25*100kg/m2) cuyo valor de masa rotacional se muestra a continuación:

$$Wrcc = Wr(D - 8)$$

Tabla 91 Masas rotacionales de planta techo (desde el origen D-8)

Fuente: Elaboración propia

LOSA	Xcml (m)	Ycml (m)	Ri (m)	Dimensiones		Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	A.losa (m ²)	Qi.losa (kg/m ²)	Wi.l (kg)	Wr (D-8) (kg.m ²)
				b.l (m)	h.l (m)						
L1	7,47	14,15	16,0	15,46	6,39	336,1	1967,7	98,8	225	22228	6209144,4
L2	17,65	14,15	22,6	4,85	3,50	17,3	33,3	17,0	225	3819	1965931,8
L3	26,92	14,15	30,4	13,69	6,39	297,7	1366,2	87,5	225	19683	18579175
L4	16,99	8,55	19,0	25,07	4,80	231,0	6302,6	120,3	225	27076	11265020
L5	7,47	2,95	8,0	15,46	6,39	336,1	1967,7	98,8	225	22228	1952111,6
L6	17,65	2,95	17,9	4,85	3,50	17,3	33,3	17,0	225	3819	1234445,1
L7	26,93	2,95	27,1	13,69	6,39	297,7	1366,2	87,5	225	19683	14820125

La masa rotacional del techo medida desde el origen en la intersección de los ejes D y 8 será:

$$W_r (D-8): 56025953 \text{ Kg.m}^2$$

El peso total de las losas en la planta techo será:

$$W_t: 118535 \text{ Kg}$$

Posterior al cálculo de la masa rotacional medida desde el origen (D-8), se procedió a calcular cada una de las masas rotacionales desde los centros de cortante en cada una de las plantas, usando el teorema de stainer como se muestra a continuación:

$$W_{rcc} = W_r(D - 8)$$

Dichas masas rotacionales trasladadas al centro de cortante de cada piso se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 92 Masas rotacionales por piso (desde el centro de cortante de cada planta)

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Xcc (m)	Ycc (m)	Rcc (m)	Wrcc (kg.m2)	ri (m)	Ω_x	Ω_y
P9	16,82	8,55	18,86	13842694,03	9,46	1,23	1,28
P8	16,80	8,55	18,85	18361869,03	10,89	1,07	1,11
P7	16,79	8,55	18,84	18399510,54	10,90	1,06	1,11
P6	16,78	8,55	18,84	18418843,57	10,91	1,06	1,10
P5	16,78	8,55	18,83	18430350,27	10,91	1,06	1,10
P4	16,78	8,55	18,83	18437566,31	10,92	1,06	1,10
P3	16,78	8,55	18,83	18442394,92	10,92	1,00	1,08
P2	16,78	8,55	18,83	18445595,62	10,92	1,06	1,09
P1	16,78	8,55	18,83	18447519,57	10,92	1,06	1,09
PB	16,78	8,55	18,83	18448529,61	10,92	1,12	1,11

Dónde:

$$r_i = \sqrt{\frac{Wr_{cc}}{Wt}} \quad \Omega_x = \frac{rt_x}{r_i} \quad \Omega_y = \frac{rt_y}{r_i}$$

En esta tabla se verifico los requisitos para estructuras regulares, que establece la norma 1756, la cual exige que el radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r , representado por el valor Ω .

Luego se procedió al cálculo de las excentricidades estáticas y los momentos estáticos en ambas direcciones de análisis, como explica la siguiente figura

En cada nivel y en cada dirección los momentos torsores se obtendrán por medio de las siguientes fórmulas:

$$M_{ti} = V_i (\tau e_i + 0.06 B_i) \quad (9.19)$$

$$M_{ti} = V_i (\tau' e_i - 0.06 B_i) \quad (9.20)$$

donde:

V_i = Fuerza cortante de diseño en el nivel i para la dirección analizada, calculada según el Artículo 9.3 o el Artículo 9.4.

e_i = Excentricidad estática en el nivel i , entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante en la dirección analizada, se tomará siempre positiva en las fórmulas (9.19) y (9.20).

B_i = Ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada.

τ = Factor de amplificación dinámica torsional para la dirección considerada.

τ' = Factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada.

Figura 29 Momentos torsores

Fuente: COVENIN 1756-2001

Tabla 93 Momentos torsores para la acción de la cortante en "X"

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	ey (m)	εy	τ	τ'	Momentos torsores (Ton.m)			
					+Mt	-Mt	+Mt'	-Mt'
P9	0	0,00	2,42	0,76594	88,77	-88,77	-88,77	88,77
P8	0	0,00	4,04	-0,2044	160,08	-160,08	-160,08	160,08
P7	0	0,00	4,06	-0,211	223,46	-223,46	-223,46	223,46
P6	0	0,00	4,13	-0,2419	280,53	-280,53	-280,53	280,53
P5	0	0,00	4,13	-0,2439	330,83	-330,83	-330,83	330,83
P4	0	0,00	4,13	-0,2451	372,74	-372,74	-372,74	372,74
P3	0	0,00	4,99	-0,6178	407,27	-407,27	-407,27	407,27
P2	0	0,00	4,11	-0,2335	433,91	-433,91	-433,91	433,91
P1	0	0,00	4,11	-0,2338	451,67	-451,67	-451,67	451,67
PB	0	0,00	3,35	0,14576	461,59	-461,59	-461,59	461,59

Dónde:

$$ey = Y_{cc} - Y_{cr}$$

$$\varepsilon y = \frac{ey}{ri}$$

$$\tau = 1 + [4 - 16 \cdot \varepsilon] \cdot \Omega \quad \text{para } 0.5 < \Omega$$

$$\tau = 1 + [4 - 16 \cdot \varepsilon \cdot (2 - \Omega)] \cdot (2 - \Omega)^4 \quad \text{para } 1 < \Omega$$

$$\tau = 1 \quad \text{para } 2$$

$$\tau' = 6 \cdot (\Omega - 1) - 0.6 \quad \text{para } -1 < \tau'$$

En esta tabla adicionalmente se verificaron las irregularidades en planta que exige la norma COVENIN 1756 en el artículo 6.5.2:

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, representado por el valor ε.

Riesgo torsional elevado: 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.

Tabla 94 Momentos torsores para la acción de la cortante en "Y"

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	ex (m)	εx	τ	τ'	Momentos torsores (Ton.m)			
					+Mt	-Mt	+Mt'	-Mt'
P9	0,35374	0,04	1,96	1	233,02	-233,02	-142,84	142,84
P8	0,37422	0,03	3,19	0,07	497,29	-497,29	-308,11	308,11
P7	0,38146	0,03	3,19	0,06	699,30	-699,30	-430,36	430,36
P6	0,38895	0,04	3,32	-0,02	897,86	-897,86	-548,88	548,88
P5	0,38895	0,04	3,33	-0,02	1059,12	-1059,12	-647,45	647,45
P4	0,39256	0,04	3,33	-0,02	1197,38	-1197,38	-729,62	729,62
P3	0,39548	0,04	3,48	-0,12	1336,00	-1336,00	-811,61	811,61
P2	0,40	0,04	3,41	-0,08	1412,73	-1412,73	-858,02	858,02
P1	0,39647	0,04	3,41	-0,08	1471,13	-1471,13	-893,20	893,20
PB	0,41	0,04	3,15	0,08	1480,86	-1480,86	-885,04	885,04

Dónde:

$$ex = X_{cc} - X_{cr} \qquad \epsilon x = \frac{ex}{ri}$$

Utilizando el programa SAP2000 se sometió al modelo a la combinación de cargas propuesta por la norma COVENIN 1753 en el capítulo 9, para luego medir las derivas de piso y verificarlas contra los valores máximos de la tabla 10.1 de la norma COVENIN 1756. Las combinaciones usadas fueron las siguientes:

$$\begin{aligned} U &= 1.4CP \\ U &= 1.2CP+1.6CV \\ U &= 1.2CP+CV+S \\ U &= 1.2CP+CV-S \\ U &= 0.9CP+S \\ U &= 0.9CP-S \end{aligned}$$

Donde el sismo "S" serán los casos de carga Fix y Fiy' los cuales incluirán los efectos de las fuerzas inerciales en los centros de masa y los momentos torsores en los centros de rigidez respectivos en cada planta, en ambas direcciones de análisis. Para la verificación de las derivas máximas se analizaron por separado las combinaciones para la acción de la cortante en cada dirección de análisis, tomando en cada caso la combinación que produzca el máximo desplazamiento, usando el programa SAP2000.

Los valores límite del cociente entre la deriva y la altura del entrepiso se tomaron de la tabla 10.1 de la norma COVENIN 1756

Tabla 95 Valores máximos de deriva

Fuente: COVENIN 1756-2001

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Edificaciones		
	Grupo A	Grupo B1	Grupo B2
Susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,015	0,018
No susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,02	0,024

Para la verificación de los desplazamientos elásticos por nivel se usó el programa SAP200, de donde se obtuvieron los máximos desplazamientos en los puntos más alejados del centro de rigidez de cada planta, los cuales serán los nodos mostrados en el siguiente esquema.

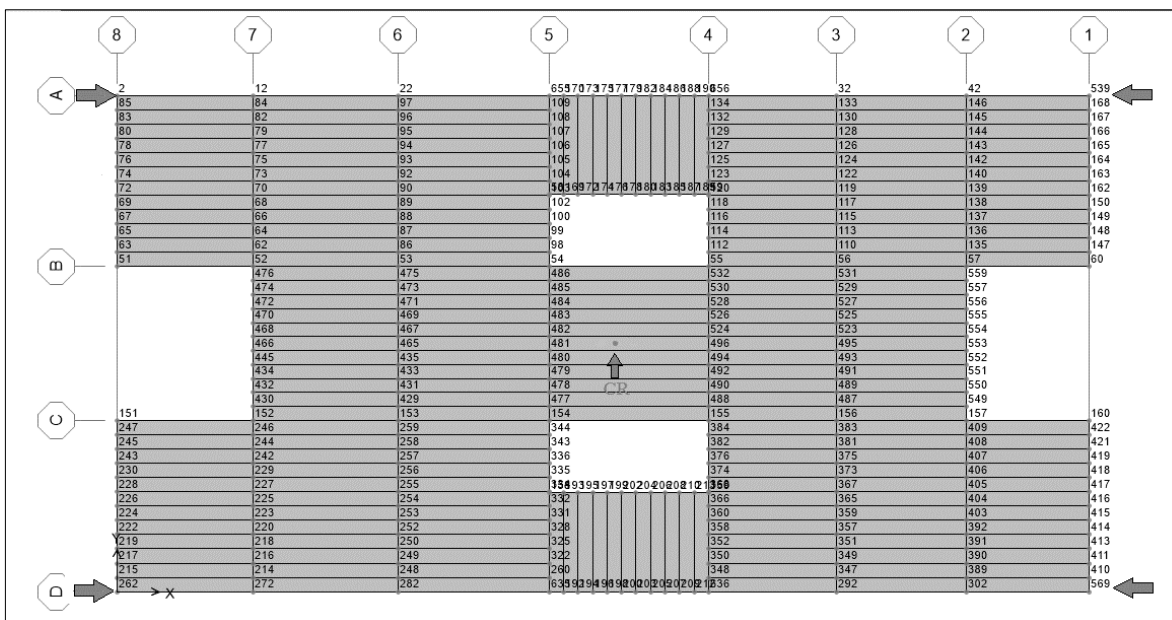


Figura 30 Nodos más alejados del centro de rigidez

Fuente: Elaboración propia

Los máximos desplazamientos elásticos (Δe_i) de dichos nodos, obtenidos a partir de las combinaciones de carga son los mostrados en las tablas a continuación. Estos se compararon con los máximos exigidos por la norma COVENIN 1756 en su artículo 10.

Tabla 96 Derivas en dirección "X" para la acción de la cortante en "X"

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Δe_i (cm) SAP2000	Δx_i (cm)	δ_i (cm)	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}$	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}\%$	$(\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}})_{Max}\%$	Comentario
P9	4,24	20,36	0,79	0,00265	2,65	18	Cumple
P8	4,08	19,57	1,29	0,00428	4,28	18	Cumple
P7	3,81	18,28	1,79	0,00597	5,97	18	Cumple
P6	3,44	16,49	2,08	0,00692	6,92	18	Cumple
P5	3,00	14,42	2,42	0,00807	8,07	18	Cumple
P4	2,50	12,00	2,71	0,00902	9,02	18	Cumple
P3	1,94	9,29	2,76	0,00921	9,21	18	Cumple
P2	1,36	6,53	2,77	0,00923	9,23	18	Cumple
P1	0,78	3,76	2,44	0,00814	8,14	18	Cumple
PB	0,27	1,32	1,32	0,00439	4,39	18	Cumple

Dónde:

$$\Delta i = 0,8 * R * \Delta e_i$$

$$\delta_i = \Delta i - \Delta i-1$$

Tabla 97 Derivas en dirección "Y" para la acción de la cortante en "X"

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Δe_y (cm) SAP2000	Δy_i (cm)	δ_i (cm)	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}$	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}\%$	$(\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}})_{Max}\%$	Comentario
P9	1,69	8,12	0,16	0,00052	0,52	18	Cumple
P8	1,66	7,97	0,29	0,00096	0,96	18	Cumple
P7	1,60	7,68	0,48	0,00160	1,60	18	Cumple
P6	1,50	7,20	0,67	0,00222	2,22	18	Cumple
P5	1,36	6,53	0,88	0,00295	2,95	18	Cumple
P4	1,18	5,65	1,12	0,00372	3,72	18	Cumple
P3	0,94	4,53	1,25	0,00417	4,17	18	Cumple
P2	0,68	3,28	1,34	0,00446	4,46	18	Cumple
P1	0,40	1,94	1,25	0,00417	4,17	18	Cumple
PB	0,14	0,69	0,69	0,00231	2,31	18	Cumple

Tabla 98 Derivas en dirección "X" para la acción de la cortante en "Y"

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Δx_i (cm) SAP2000	Δx_i (cm)	δ_i (cm)	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}$	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}\%$	$(\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}})_{Max}\%$	Comentario
P9	2,70	12,96	0,22	0,00072	0,72	18	Cumple
P8	2,65	12,74	0,42	0,00139	1,39	18	Cumple
P7	2,57	12,33	0,73	0,00242	2,42	18	Cumple
P6	2,42	11,60	1,03	0,00344	3,44	18	Cumple
P5	2,20	10,57	1,40	0,00465	4,65	18	Cumple
P4	1,91	9,17	1,79	0,00596	5,96	18	Cumple
P3	1,54	7,39	2,02	0,00674	6,74	18	Cumple
P2	1,12	5,36	2,18	0,00727	7,27	18	Cumple
P1	0,66	3,18	2,05	0,00682	6,82	18	Cumple
PB	0,24	1,14	1,14	0,00379	3,79	18	Cumple

Tabla 99 Derivas en dirección "Y" para la acción de la cortante en "Y"

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	Δy_i (cm) SAP2000	Δy_i (cm)	δ_i (cm)	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}$	$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}}\%$	$(\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}})_{Max}\%$	Comentario
P9	7,25	34,79	1,02	0,00340	3,40	18	Cumple
P8	7,04	33,77	1,68	0,00561	5,61	18	Cumple
P7	6,69	32,09	2,51	0,00837	8,37	18	Cumple
P6	6,16	29,58	3,17	0,01056	10,56	18	Cumple
P5	5,50	26,41	3,94	0,01314	13,14	18	Cumple
P4	4,68	22,47	4,70	0,01568	15,68	18	Cumple
P3	3,70	17,76	5,06	0,01686	16,86	18	Cumple
P2	2,65	12,71	5,27	0,01756	17,56	18	Cumple
P1	1,55	7,44	4,80	0,01602	16,02	18	Cumple
PB	0,55	2,63	2,63	0,00877	8,77	18	Cumple

De esta manera se demostró que las dimensiones de los miembros estructurales cumplían con los requisitos de diseño exigidos por el método estático equivalente.

CAPÍTULO V

METODO ESTATICO NO LINEAL

V.1 BASES DEL PROCEDIMIENTO

Cuando el procedimiento Estático No-Lineal es usado para el análisis sísmico del edificio, debe usarse un modelo matemático que incorpore directamente las características no lineales de las rotulas plásticas de los componentes y elementos del edificio al cual debe someterse a cargas laterales que serán incrementadas para representar las fuerzas de inercia en un terremoto hasta que se supere un desplazamiento objetivo. Para este trabajo se usó el método de los coeficientes descrito en FEMA 356 el cual es un procedimiento gráfico y sencillo del desempeño del edificio.

V.2 CONSIDERACIONES DEL MODELO Y ANALISIS

V.2.1 GENERAL

El componente de cargas gravitacionales debe ser incluido en el modelo matemático para la combinación de cargas laterales. Las cargas laterales deben ser aplicadas en ambas direcciones, y el máximo efecto sísmico debe ser usado para diseñar.

V.2.2 DESPLAZAMIENTO DEL NODO DE CONTROL

El nodo de control debe ser localizado en el centro de masa del techo del edificio. El nodo de control pretende representar el máximo desplazamiento probable que puede suceder en un terremoto.

V.2.3 DISTRIBUCION DE LA CARGA LATERAL

En el documento FEMA 356 establece que las cargas laterales deben ser aplicadas al modelo matemático en proporción con la distribución de las fuerzas inerciales en el plano de cada diafragma de piso. Para todos los análisis, al menos dos distribuciones verticales de

carga lateral deben ser aplicadas. Un patrón será seleccionado de cada uno de los siguientes dos grupos:

1. Un patrón modal seleccionado de una de las siguientes:

1.1. Una distribución vertical proporcional con los valores de C_{vx} . El uso de esta distribución se permitirá solo cuando más del 75% de la masa total participa en el modo fundamental de la dirección de análisis, y también se hará uso de una distribución uniforme.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

1.2. Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección en consideración. El uso de esta distribución se permitirá sólo cuando más del 75% de la masa total participa en este modo.

1.3. Una distribución vertical proporcional a la distribución de la cortante de piso calculada mediante la combinación de respuestas modales de un análisis del espectro de respuesta del edificio, incluyendo suficientes modos para garantizar al menos el 90% de la masa total, y usando el apropiado espectro que represente el movimiento del suelo. Esta distribución debe ser usada cuando el periodo fundamental del modo exceda 1.0 segundos.

2. Un segundo patrón seleccionado de una de las siguientes:

2.1. Una distribución uniforme que consta de las fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total en cada nivel.

2.2. Una distribución de carga que cambia a medida que la estructura se desplaza. La distribución de carga se modificará de la distribución de la carga original utilizando un procedimiento que considera las propiedades de cedencia de la estructura.

La distribución de las fuerzas laterales de inercia determina la magnitud relativa de cortantes, momentos y deformaciones dentro de la estructura. La distribución de estas fuerzas variara continuamente la respuesta del terremoto como partes de la estructura en cedencia y cambios en las características de la rigidez. Los extremos de esta distribución dependerán en que tan severo es el terremoto y del grado de respuesta no lineal de la estructura. El uso de más de un patrón de carga lateral es con la intención de limitar el rango de acciones de diseño que pueden ocurrir durante la respuesta dinámica real.

En lugar de utilizar la distribución uniforme para limitar la solución, los cambios en la distribución de las fuerzas de inercia laterales pueden ser investigados utilizando patrones de carga de adaptación que cambian a medida que la estructura se desplaza a amplitudes más grandes (Fajfar y Fischinger), el uso de patrones de carga basado en las formas modales derivan de la rigidez secante en cada paso de carga (Eberhard y Sozen), y el uso de patrones de carga proporcional a la resistencia de la cortante de piso en cada incremento (Bracci et al.).

En la norma COVENIN 1756 el artículo 9.9 “*Procedimiento de análisis estático inelástico*” comenta que el AENL puede ser usado como complemento del Método Estático Equivalente para obtener la información sobre los mecanismos de falla y zonas críticas de la estructura. Este artículo también establece el patrón de cargas a usarse para realizar el AENL el cual es el mismo que el planteado en el artículo 9.3, el cual sugiere una distribución de cargas estáticas laterales que se obtuvieron del AEL actuando en forma monotonica y creciente para la formación de las rotulas plásticas. Esta distribución fue usada debido a que representa el esquema de fuerzas de la estructura en su modo fundamental de vibración.

Las cargas usadas para el modelo matemático fueron las siguientes:

Tabla 100 Distribución de cargas Pushover en cada dirección de análisis

Fuente: Elaboración propia

Pushover X (Tonf)	Pushover Y (Tonf)
86.522	86.177
69.499	69.016
61.777	61.347
55.623	55.235
49.020	48.679
40.850	40.566
33.653	33.419
25.969	25.789
17.313	17.192
9.669	9.602

Estas cargas son las mismas que se utilizaron para el diseño de las secciones y el acero del edificio mediante el Método Estático Equivalente. Estas cargas se colocaron en el centro de masa de cada planta y aplicado en la dirección de análisis a considerar.

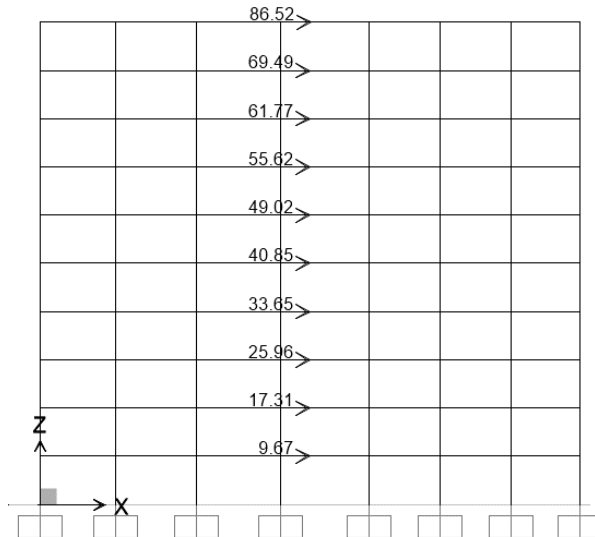


Figura 31 Aplicación de las cargas laterales en los centros de masa (dirección X)

Fuente: SAP2000

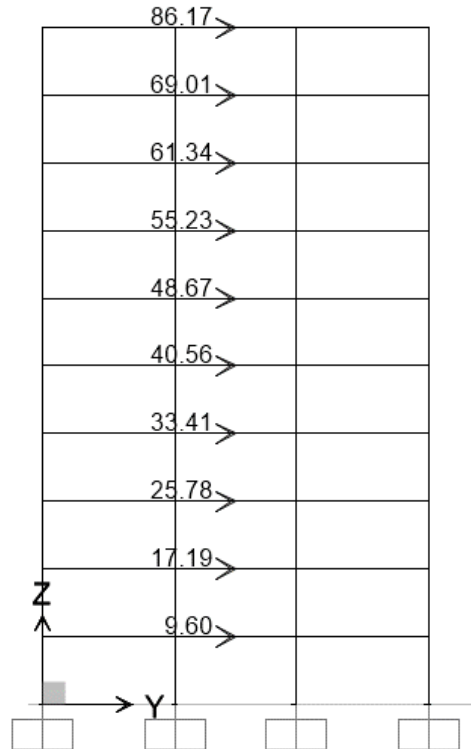


Figura 32 Aplicación de las cargas laterales en los centros de masa (dirección Y)

Fuente: SAP2000

V.2.4 ASIGNACION DE ROTULAS PLASTICAS

Para la elaboración de la curva de capacidad, es necesario asignar los mecanismos de falla en vigas y columnas a través de las rotulas plásticas. Esta asignación se realiza mediante el diagrama de Momento-Curvatura con el cual FEMA y ATC asignan valores de criterios de aceptación mediante unas tablas que fueron presentadas en el capítulo II.2.3.5 del presente trabajo.

El programa SAP2000 ya posee las tablas con los criterios de aceptación de las rotulas plásticas para vigas y columnas las cuales son las tablas 6-7 para vigas y 6-8 para columnas según FEMA 356. Los datos de entrada para el programa es la distancia relativa de las

rotulas plásticas, la demanda de fuerza cortante en el elemento, el porcentaje de acero o cuantías de las vigas y la fuerza axial para columnas.

1. Distancia relativa de las rotulas: Tanto para vigas y columnas, se asignó una distancia relativa del 5% de la longitud total en ambos extremos de los elementos estructurales.
2. Demanda de fuerza cortante: La fuerza cortante se eligió de la combinación de carga de $1.2CP+1.6CV$.
3. Cuantías de las vigas: Como dato de entrada para las rotulas plásticas se utilizó el acero de diseño que proporcionaba el programa, ya que este es el acero mínimo necesario para cumpla con el diseño sismorresistente del Método Estático Equivalente.
4. Carga axial en las columnas: Al igual que la fuerza cortante, se utilizó la fuerza axial que es resultado de la combinación de carga de $1.2CP+1.6CV$.

Todos los elementos de vigas y columnas se consideraron como elementos primarios y que contaban con acero transversal ya que son los componentes encargados de resistir las fuerzas laterales producidas por sismo. Los valores introducidos en el modelo son los mostrados a continuación.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
 From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
 Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Component Type
 Primary
 Secondary

Degree of Freedom
 M2
 M3

V Value From
 Case/Combo 1.2CP+1.6CV
 User Value V2

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
 From Current Design
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figura 33 Asignación de rotulas plásticas en vigas
 Fuente: SAP2000

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
 From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
 Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i

Component Type
 Primary
 Secondary

Degree of Freedom
 M2 P-M2
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

P and V Values From
 Case/Combo 1.2CP+1.6CV
 User Value V2 V3

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figura 34 Asignación de rotulas plásticas en columnas
 Fuente: SAP2000

V.2.5 CURVA DE CAPACIDAD

V.2.5.1 Ejemplo didáctico

De modo de ejemplo se muestra a continuación el cálculo de la curva de capacidad de un pórtico de un nivel al cual se le aplicara una fuerza creciente hasta agotar su capacidad resistente con objetivo de mostrar al lector de manera simplificada la obtención de esta grafica en un análisis estático no lineal o pushover. El esquema geométrico del pórtico es el presentado a continuación:

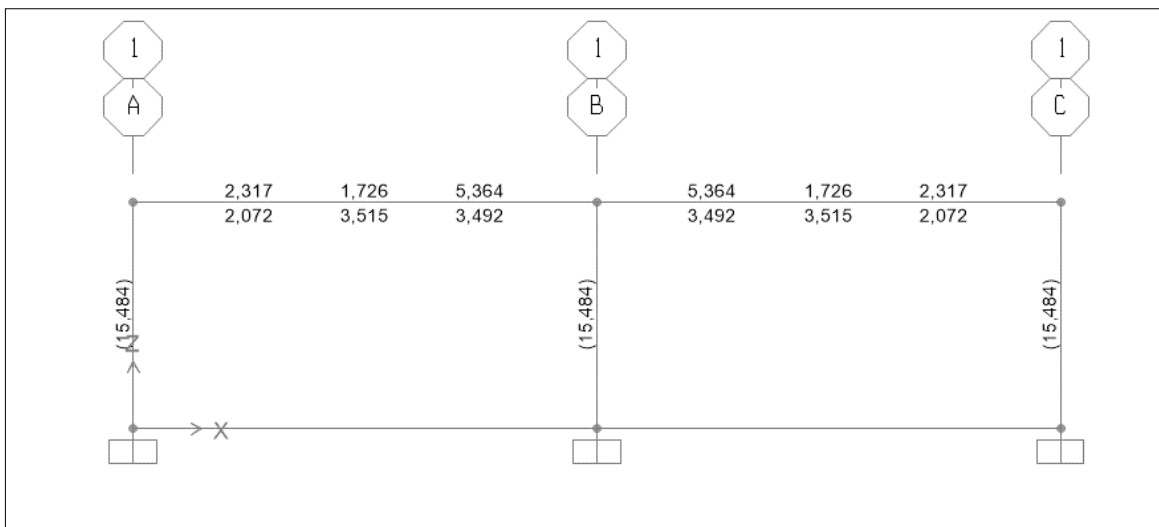


Figura 35 Esquema del pórtico, con áreas de acero en cm²

Fuente: SAP2000

El pórtico estará cargado con 400 kg/m de carga viva y 800 kg/m como sobre carga permanente, adicionalmente se agregó cargas puntuales en las columnas para asegurar que la carga axial supere el valor mínimo de $0,1f_cA_g$ exigido por la norma para un elemento de este tipo, como se muestra a continuación.

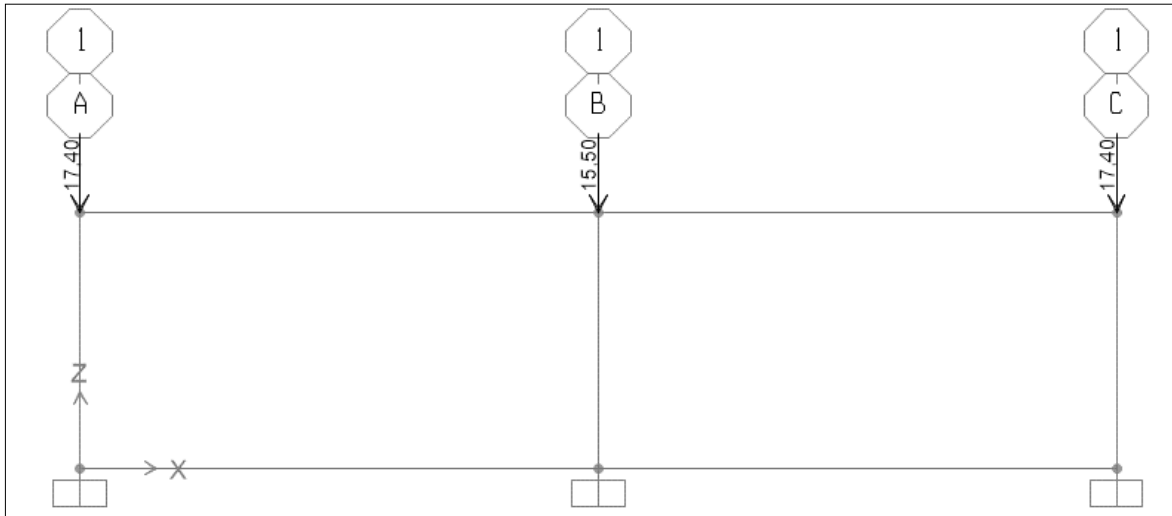


Figura 36 Fuerzas axiales por sobre cargas permanentes en las columnas (tonf.)

Fuente: SAP2000

V.2.5.1.1 Propiedades de la columna

Las columnas tendrán las siguientes propiedades:

Tabla 101 Propiedades de las columnas

Fuente: Elaboración propia

Datos de Entrada	H (cm)	30,00
	B (cm)	30,00
	rc (cm)	5,00
	d (cm)	25,00
	A (cm ²)	900,00
	F'c (Kg/cm ²)	250,00
	ε _{cu}	0,003
	E _c	238.751,96
	F _y (kg/cm ²)	4.200,00
	ε _y	0,002
	E _s	2.100.000,00
	β ₁	0,85
	A _s (cm ²)	15,52
	p	1,72
Lu (m)	3,00	

Tabla 102 Barras de refuerzo longitudinal de las columnas

Fuente: Elaboración propia

Capas de acero	
Barras dir. X	ϕ (pulg)
2	7/8
Barras dir. Y	ϕ (pulg)
2	7/8

Usando esta configuración se calculó el diagrama de interacción entre la carga axial y el momento (mostrada en azul en la Figura 37), el cual representa la capacidad última de la columna, o todas las combinaciones de carga axial y momento que generan un esfuerzo último en el concreto ($\epsilon_{cu}=0,003$). Para el cálculo de esta curva se varió la posición del eje neutro y se mantuvo la deformación última del concreto, y se fueron calculando las distintas deformaciones en las capas de acero que permitieron calcular los momentos últimos en la sección.

En rojo se muestra la curva que representa la relación momento cedente vs fuerza axial la cual se calculó asumiendo que el acero en tracción alcanzaba su deformación cedente y el concreto estaba por debajo de su deformación última. Los momentos cedentes se calcularon con la variación del eje neutro.

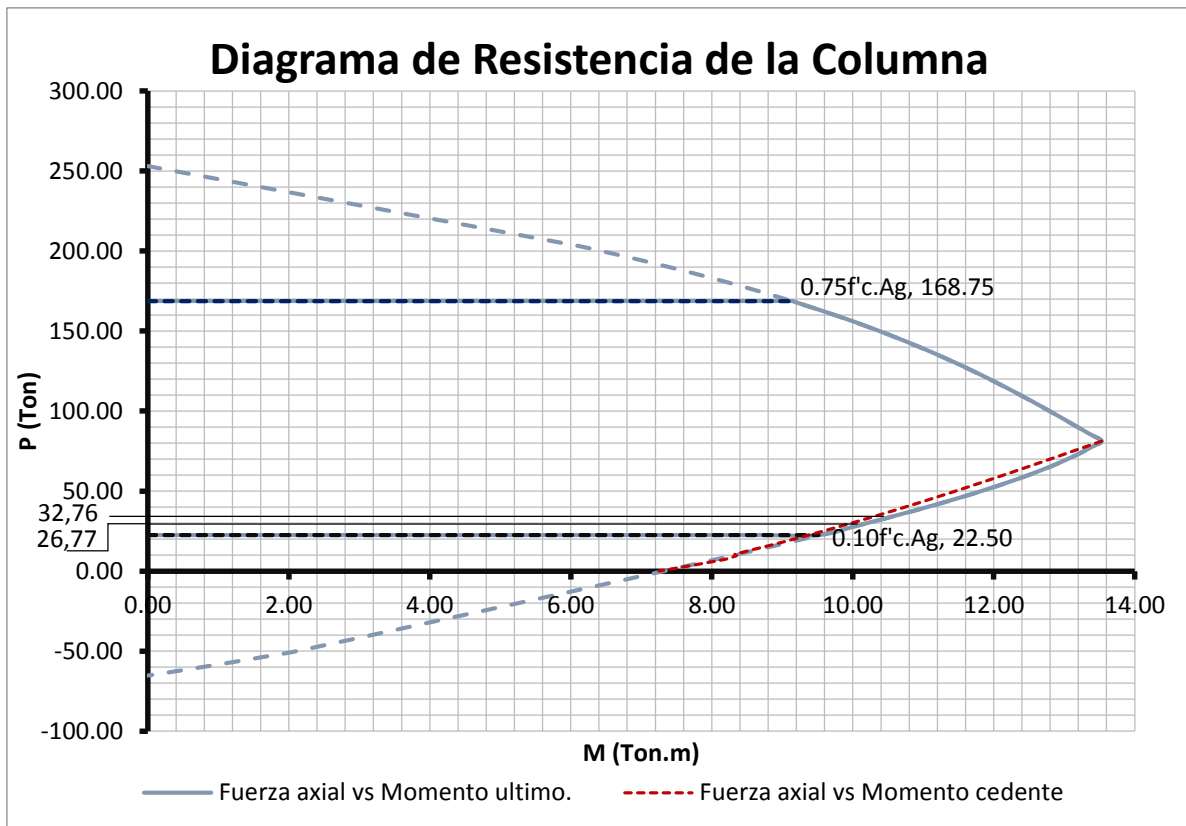


Figura 37 Diagrama de carga axial vs momento

Fuente: Elaboración propia

Utilizando estos diagramas y la curvatura respectiva de la sección para cada uno de los distintos valores de carga axial (obtenida como el cociente entre la posición del eje neutro y la deformación del concreto) se graficó las curvas de fuerza axial cedente y última vs curvatura.

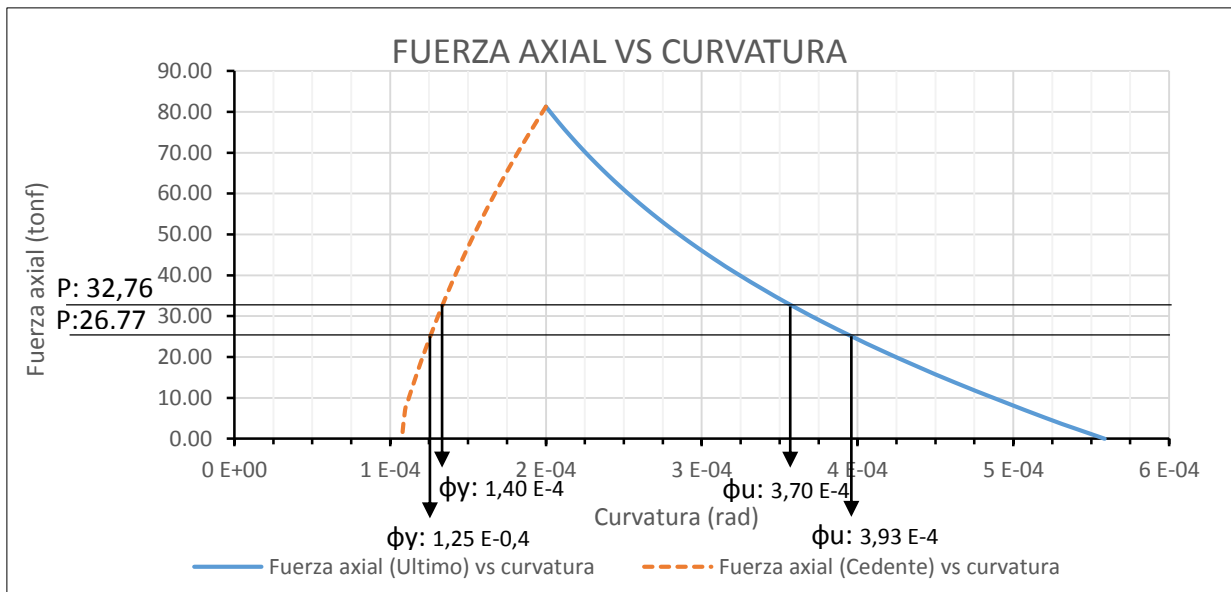


Figura 38 Curva fuerza axial curvatura

Fuente: Elaboración propia

Con la fuerza axial actuante en la columna mostrada en la Figura 39 y la grafica anterior se calculo la curvatura cedente y última para la fuerza axial actuante en cada columna.

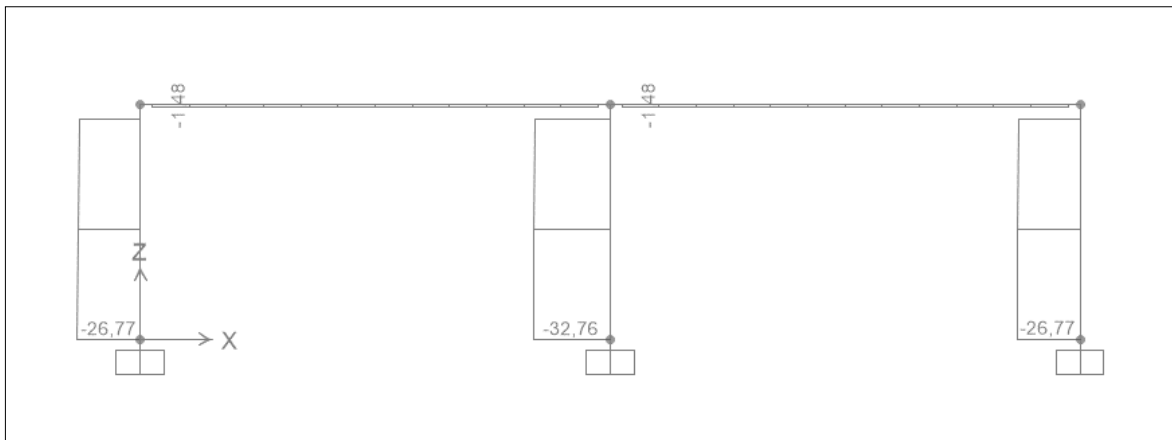


Figura 39 Carga axial total en las columnas (tonf.)

Fuente: Elaboración propia

Para la carga axial de 26,77 tonf las curvaturas halladas en la Figura 38 fueron:

$$\phi_u: 3,93 \text{ E-}4 \text{ rad}$$

$$\phi_y: 1,25 \text{ E-}4 \text{ rad}$$

Para una la axial de 32,76 tonf las curvaturas halladas en la Figura 38 fueron:

ϕ_u : 3,70 E-4 rad

ϕ_y : 1,40 E-4 rad

Finalmente con estos valores de curvatura se calcularon los valores de momento cedente y ultimo para cada una de estas cargas, los cuales se muestran a continuacion. Estos valores fueron los usados para graficar la Figura 41.

Estado	Curvatura ‰	M (tonf.m)	P (Tonf)
Inicial	0	0	0
Cedente	0,125	9,8	26,77
Ultimo	0,393	10,06	26,77
Inicial	0	0	0
Cedente	0,140	10,3	32,76
Ultimo	0,370	10,63	32,76

Figura 40 Valores de la curva momento curvatura

Fuente: Elaboración propia

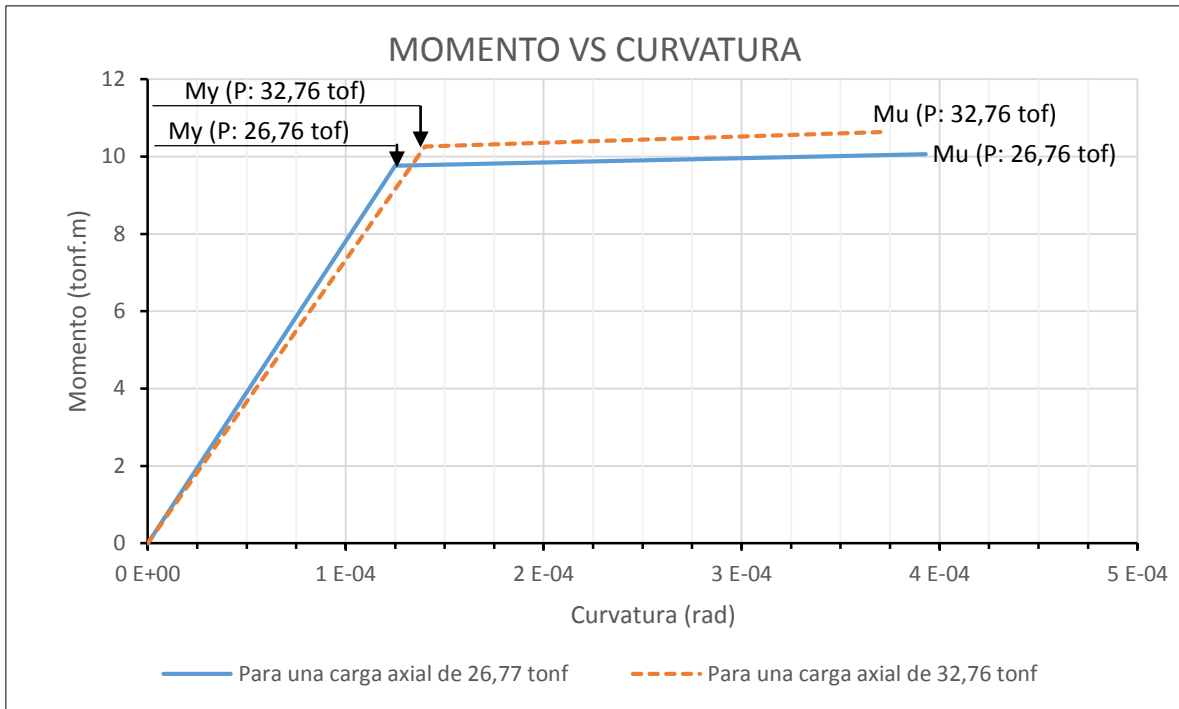


Figura 41 Diagrama momento curvatura en las columnas

Fuente: Elaboración propia

De la grafica anterior se puede calcular facilmente la ductilidad de las columnas como el cociente entre la curvatura última y la curvatura cedente para cada una de las cargas axiales dando como resultado los siguientes valores:

$$\text{Ductilidad (P:26,77 tonf): } \frac{3,93 E-4}{1,25 E-4} = 3,14$$

$$\text{Ductilidad (P:32,76 tonf): } \frac{3,70 E-4}{1,40 E-4} = 2,64$$

Dichos resultados dejan ver facilmente la tendecia decendiente de la ductilidad a medida que se aumenta la carga axial en una columna. Al momento de realizar el analisis pushover se calculara este procedimiento para cada aumento de carga hasta agotar la capacidad de la columna. Cabe destacar que se explica este procedimiento con la intencion de que el lector tenga una idea basica acerca de los fundamentos teoricos usados para determinar la capacidad de deformacion inelastica de las columnas, mas en este ejemplo (por fines

practicos) se considera que las columnas no disiparan energia mediante este tipo de deformaciones, es decir no se admitiran la formación de rotulas plasticas en este caso.

V.2.5.1.2 Propiedades de las vigas

Para el caso de las vigas se tendrán las siguientes características

Tabla 103 Características de las vigas

Fuente: Elaboración propia

h (cm)	40
b (cm)	30
r (cm)	5
d (cm)	35
fy (kg/cm ²)	4.200
Es (kg/cm ²)	2,1E+06
εy	0,002
f'c (kg/cm ²)	250
εc	0,003
β1	0,85
ρ ‰	5,429
ρ' ‰	3,770

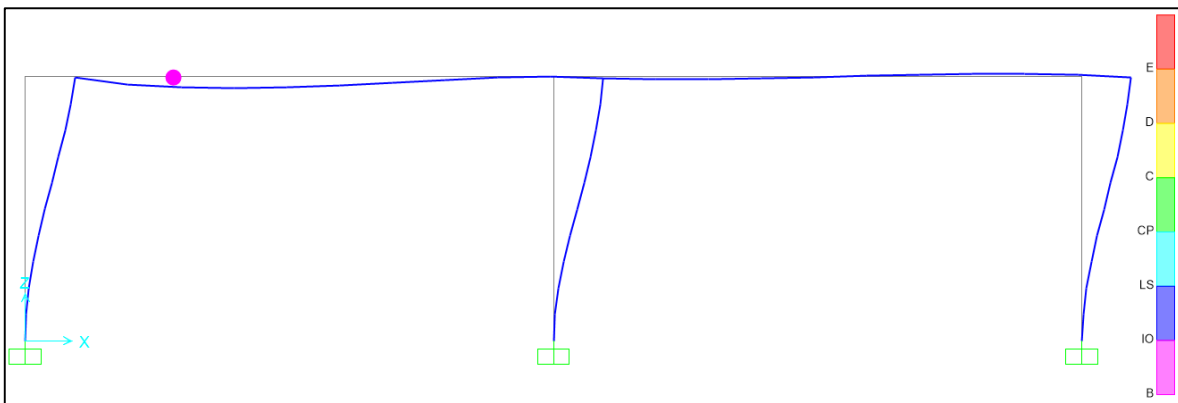


Figura 42 Rotula plástica a estudiar

Fuente: SAP2000

Para definir los mecanismos de deformación en las viga primero se determinó el momento cedente en la sección, que es el momento que causa que el acero más traccionado ceda sin lograr la deformación última en el concreto, como se muestra en la Figura 43, para lo cual se varió el eje neutro hasta que las fuerzas actuantes de tracción y compresión en la sección estuvieran en equilibrio.

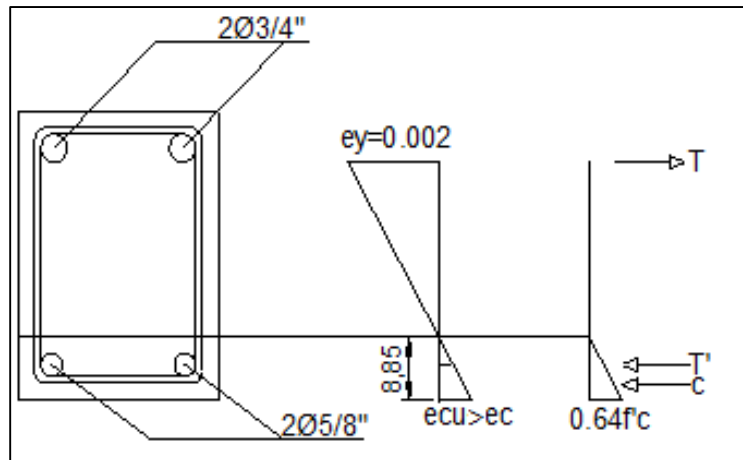


Figura 43 Cálculo del momento cedente

Fuente: Elaboración propia

Luego para el cálculo del momento último, que es el momento que causa la deformación última en el concreto y una deformación superior a la cedente en el acero más traccionado, se realizó el mismo proceso de variación del eje neutro, hasta hallar el valor que permitiera un equilibrio en las fuerzas actuantes en la sección, dicho valor se muestra en la Figura 44.

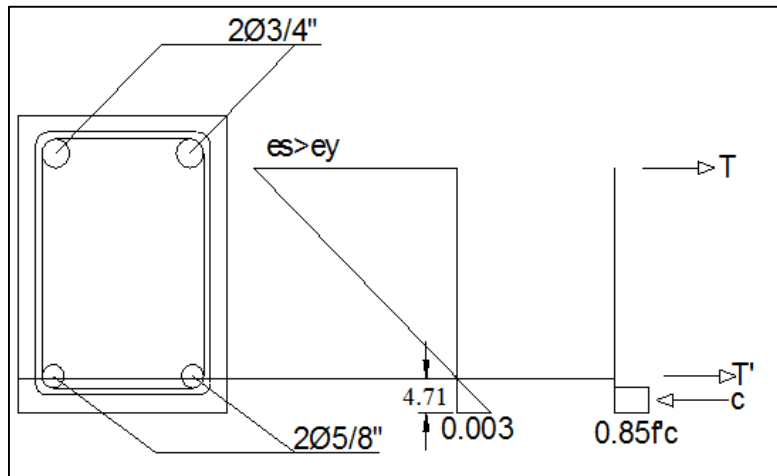


Figura 44 Cálculo de momento último

Fuente: Elaboración propia

Con estos valores se calculó la curvatura correspondiente a cada valor de momento, como el cociente de la posición del eje neutro y la deformación del concreto, dando como resultado los valores del diagrama momento curvatura de la sección, mostrado en la Figura 45.

Tabla 104 Valores de la curva momento vs curvatura de la viga

Fuente: Elaboración propia

M (ton.m)	Curvatura (rad) ‰
4,90	7,65E-02
6,57	6,37E-01

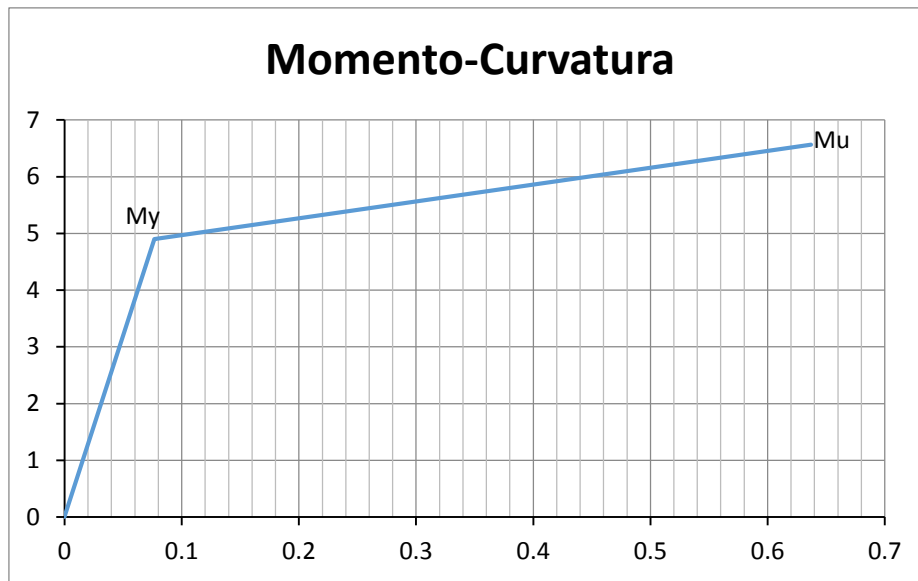


Figura 45 Curva momento curvatura

Fuente: Elaboración propia

El diagrama momento-curvatura permite conocer como es el comportamiento de los diferentes elementos estructurales debido al momento actuante y la curvatura que se genera en la sección transversal del elemento. Este tipo de diagrama permite verificar si el elemento tiene un comportamiento dúctil o frágil y también permite cuantificar cual es el valor de la ductilidad.

En este caso, la viga tiene un comportamiento dúctil ya que el acero entra en cedencia mientras que el concreto no ha fallado. Esta ductilidad se puede medir con la relación de ϕ_u/ϕ_y la cual da un valor 8.

Los documentos FEMA y ATC utilizan asignaciones más simples a la hora de determinar cómo es el comportamiento de las vigas y columnas ante cargas aplicadas. Tablas como la 6-7 y la 6-8 (numeración proveniente del FEMA) utilizan la relación de cuantías en vigas y la carga axial aplicada en columnas para definir estos mecanismos de falla.

Para efectos de este ejemplo práctico, se asume que las rotulas plásticas solo se formaran en vigas y no en columnas.

Según la relación de cuantías en los extremos de las vigas y la fuerza cortante que actúa en estos elementos, se puede generar la gráfica de rotula plástica que establece FEMA y ATC según la siguiente figura.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams										
Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
<ol style="list-style-type: none"> When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. 										

Figura 46 Parámetros de las rotulas plásticas para las vigas

Fuente: FEMA 356

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns										
Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			IO	Component Type						
Primary		Secondary								
a	b	c	LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.006	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<ol style="list-style-type: none"> When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria. 										

Figura 47 Parámetros de las rotulas plásticas en las columnas

Fuente: FEMA 356

Las cuantías usadas y la fuerza cortante que se uso fue la siguiente:

Tabla 105 Datos de entrada para la tabla de rotulas plásticas según FEMA 356

Fuente: Elaboración propia

$\rho\%$	5.429
$\rho'\%$	3.770
$\rho_{bal}\%$	25.804
V (kgf)	2.029

Con estos parámetros se puede buscar los valores a, b y c para el modelado de la rótula plástica y se puede conocer los criterios de aceptación de la misma las cuales son:

Tabla 106 Parámetros para la rótula plásticas según FEMA 356

Fuente: Elaboración propia

						Primario		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans reinf.	$\frac{V}{bd\sqrt{f'c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
0.064	C	0.11	0.025	0.050	0.200	0.010	0.020	0.025

Se asumió una relación de cuantías aproximadamente igual a cero, sección transversal con refuerzo transversal y relación $V/bd\sqrt{f'c}$ menor que 3. Con estos tres parámetros se pudo obtener la rótula plástica de la viga y su criterio de aceptación en los diferentes niveles de desempeño.

Tabla 107 Valores de momento y rotación para la gráfica de la rótula plástica

Fuente: Elaboración propia

Rotula plástica en vigas		
Punto	M/My	ϕ
-E	-0.200	-0.050
-D	-0.200	-0.025
-C	-1.100	-0.025
-B	-1.000	0.000
A	0.000	0.000
B	1.000	0.000
C	1.100	0.025
D	0.200	0.025
E	0.200	0.050

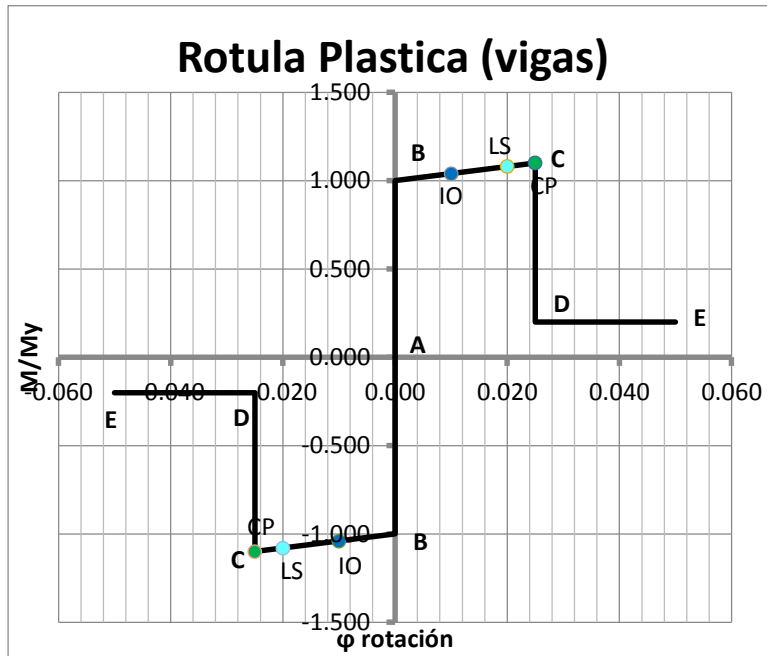


Figura 48 Rotula plástica con los diferentes niveles de desempeño

Fuente: Elaboración propia

Este modelo simplificado de las vigas que utiliza FEMA y ATC es generado por la relación de momento actuante entre momento cedente en las ordenadas (M/My) y la rotación de la viga medida en radianes en las abscisas. En una de sus simplificaciones la gráfica asume que no habrá rotación en el rango lineal (puntos A-B) y que B es el punto de cedencia con

una relación de $M/M_y=1$. La cedencia viene dada por una pendiente constante que va desde B hasta C con una variación en la relación de momentos de 0.1, en esta recta se establecen los diferentes niveles de desempeño que son obtenidos de la tabla de FEMA y ATC y que representan un 40% el nivel de **Ocupación Inmediata**, 40% el nivel de **Seguridad de Vida** y 20% la **Prevención de Colapso** de la recta total. La recta D-E representa la carga por peso propio que la viga debe soportar para el desalojo seguro de las personas.

Para la creación de la curva de capacidad, los programas de cálculo como el SAP2000 utilizan el momento actuante para cada incremento de carga y con la gráfica simplificada de las rotulas plásticas determina en qué nivel de desempeño se encuentra el elemento estructural. Cuando el elemento estructural se encuentra entre los puntos A y B, la rigidez se mantiene constante (rango elástico), pero cuando se supera el momento cedente hay una disminución en la rigidez la cual permite mayores desplazamientos en la estructura para una variación más baja de los incrementos de fuerzas cortantes. Esta característica da como resultado una gráfica que posee desplazamientos que son directamente proporcionales con las fuerzas aplicadas y luego de un punto cedente los desplazamientos no siguen la misma relación proporcional antes mencionada (se aprecia en la disminución de la pendiente de la curva de capacidad en el rango inelástico).

En cada paso de carga se aplica una fuerza lateral que simula el sismo, esta fuerza se va incrementando poco a poco cambiando los diagramas de momentos en los diferentes elementos del pórtico. Cada momento en cada incremento de carga representa un punto en el diagrama de rotulas plásticas como se puede apreciar en la Figura 49.

Tabla 108 Valores de momento y de desempeño para cada incremento de carga en la viga

Fuente: SAP2000

Step	M3	R3Status
Unitless	Tonf-cm	Text
0	-75.875	A to <=IO
1	442.431	A to <=IO
2	560.424	A to <=IO
3	571.305	A to <=IO
4	582.345	A to <=IO
5	593.385	IO to <=LS
6	604.426	IO to <=LS
7	615.466	LS to <=CP
8	112.085	>CP
9	-32.067	>CP
10	-27.139	>CP
11	-28.521	>CP
12	-28.295	>CP
13	-21.537	>CP
14	-14.778	>CP
15	-8.287	>CP

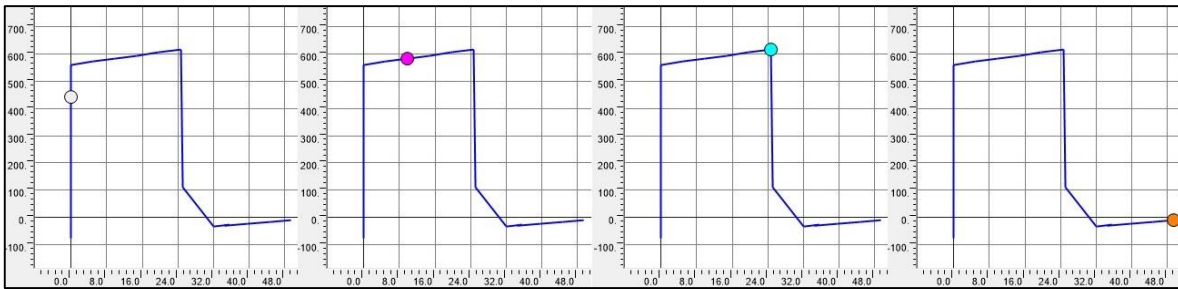
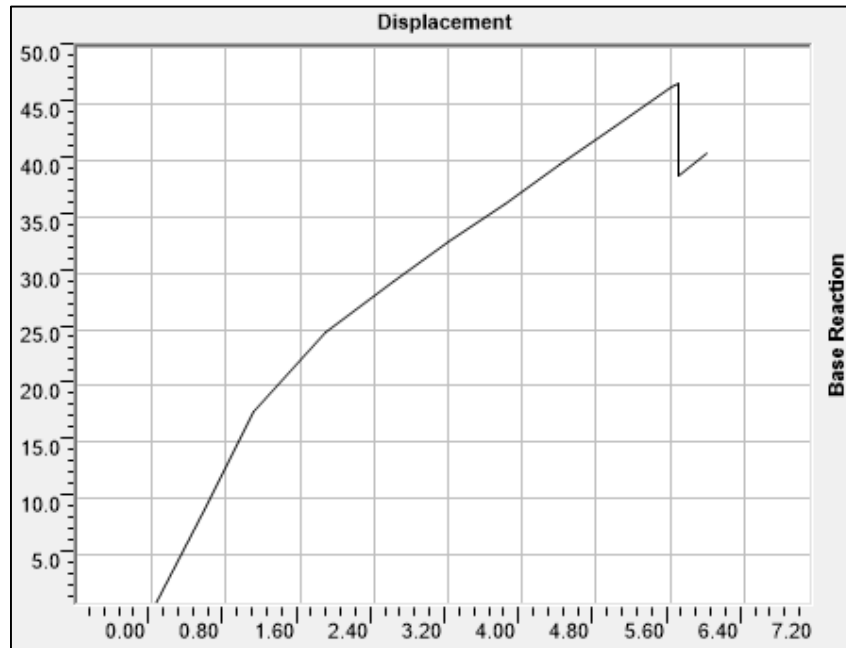


Figura 49 Proceso de formación de las rotulas plásticas para los incrementos de carga 2, 6, 7 y 15

Fuente: SAP2000

Luego de obtener el proceso de rotulación de cada extremo de viga, simultáneamente se mide el desplazamiento y la cortante aplicada para dicho incremento de carga, esto permite obtener la curva de capacidad la cual luego de que empezaron a incursionar en el rango elástico las vigas, la capacidad va disminuyendo por la pérdida de rigidez.



Curva de capacidad del pórtico

Fuente: SAP2000

Se puede apreciar que en el tramo inicial los primeros incrementos de cargas no plastifica ninguna viga, por lo tanto mantiene la misma rigidez y un comportamiento elástico como se mostró en la Figura 49, a medida que las cargas laterales eran mayores los momentos en las vigas superaban al momento cedente incursionando en el rango inelástico. Los incrementos de cargas se aplicaron hasta que la estructura llegó al paso 15 en donde es el máximo punto que la estructura puede soportar y colapsa.

V.2.5.2 Obtención de la curva de capacidad y curva bilineal de la edificación

La relación fuerza-desplazamiento no lineal entre cortante basal y el desplazamiento del nodo de control se sustituye con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la cortante efectiva, V_e .

Esta relación será bilineal con la pendiente inicial K_e y la pendiente post-cedencia αK_e . Los segmentos de línea en la curva de capacidad serán graficadas usando un procedimiento grafico iterativo que equilibra aproximadamente la zona por encima y por debajo de la curva. La rigidez lateral efectiva, K_e , se tomará como la rigidez secante calculado a una fuerza cortante basal igual al 60% del límite elástico efectivo de la estructura. La pendiente de post-cedencia, αK_e , se determinará por un segmento de recta que pasa por la curva real en el desplazamiento máximo del nodo de control.

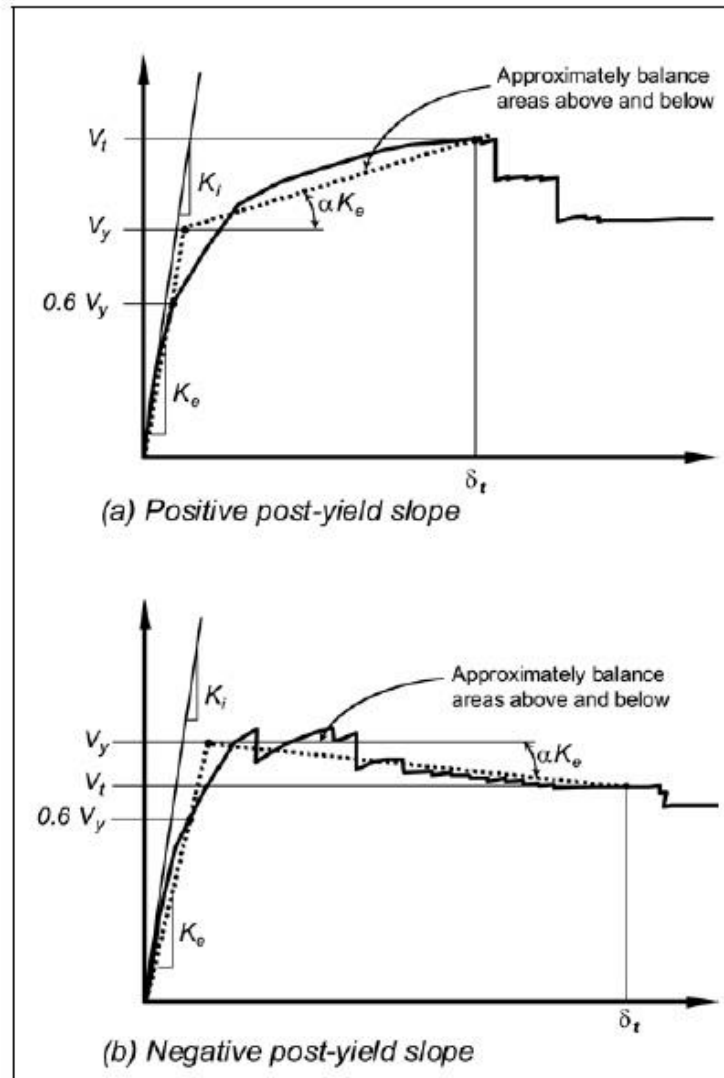


Figura 50 Curva de Capacidad

Fuente: FEMA 356

Para la obtención de la curva de capacidad, se usó el programa SAP2000 en el cual se introdujeron los patrones de carga que irán aumentando hasta que se obtenga el desplazamiento de control. Este desplazamiento se asumió de 70 cm en el nivel techo para que en cada paso de carga se pueda determinar la formación de rotulas plásticas y así con la degradación de la rigidez obtener el desplazamiento máximo que puede soportar la estructura hasta que esta colapse.

V.2.5.3 Curva de capacidad en dirección X

Para la obtención de esta curva, se procedió a cargar lateralmente la estructura y con cada incremento de carga se midió el desplazamiento del nodo de control. Con la formación de las rotulas plásticas la rigidez de la estructura fue disminuyendo hasta que llego al colapso y con esos desplazamientos se graficó la curva de capacidad.

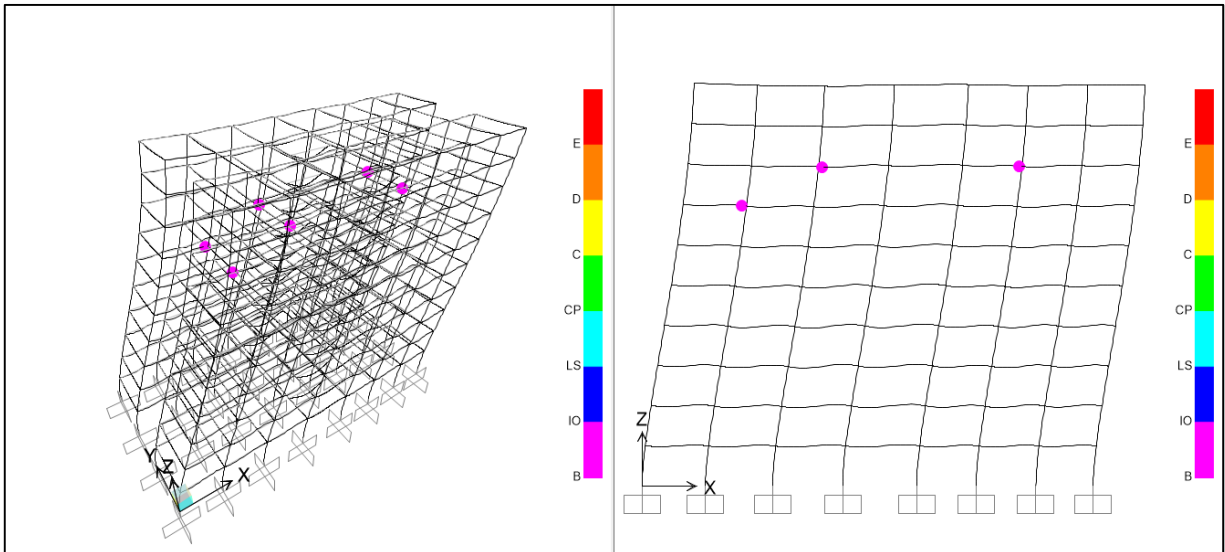


Figura 51 Formación de rotulas plásticas en el paso 1 (dirección X)

Fuente: SAP2000

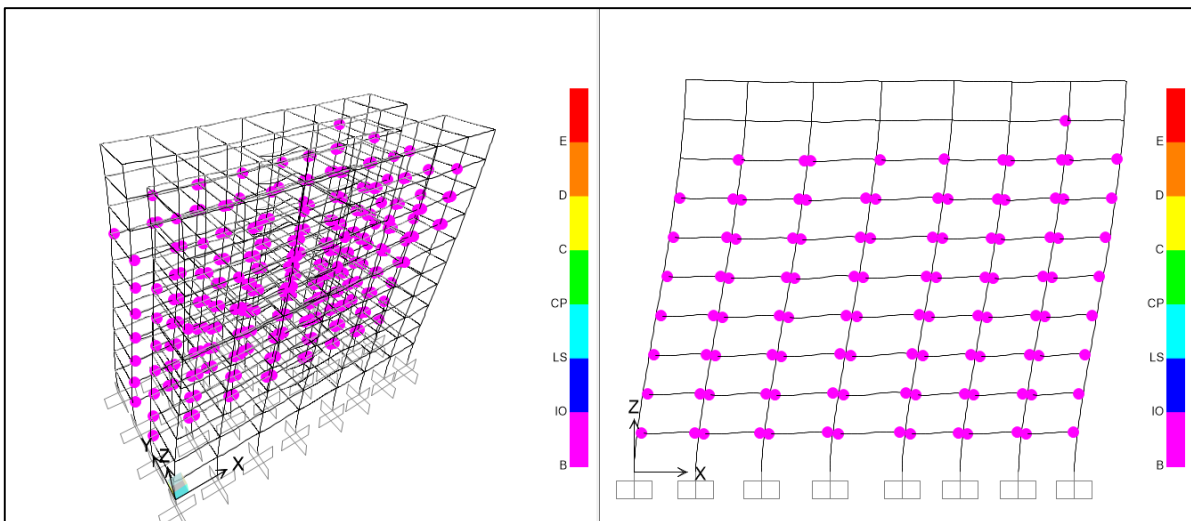


Figura 52 Formación de rotulas plásticas en el paso 2 (dirección X)

Fuente: SAP2000

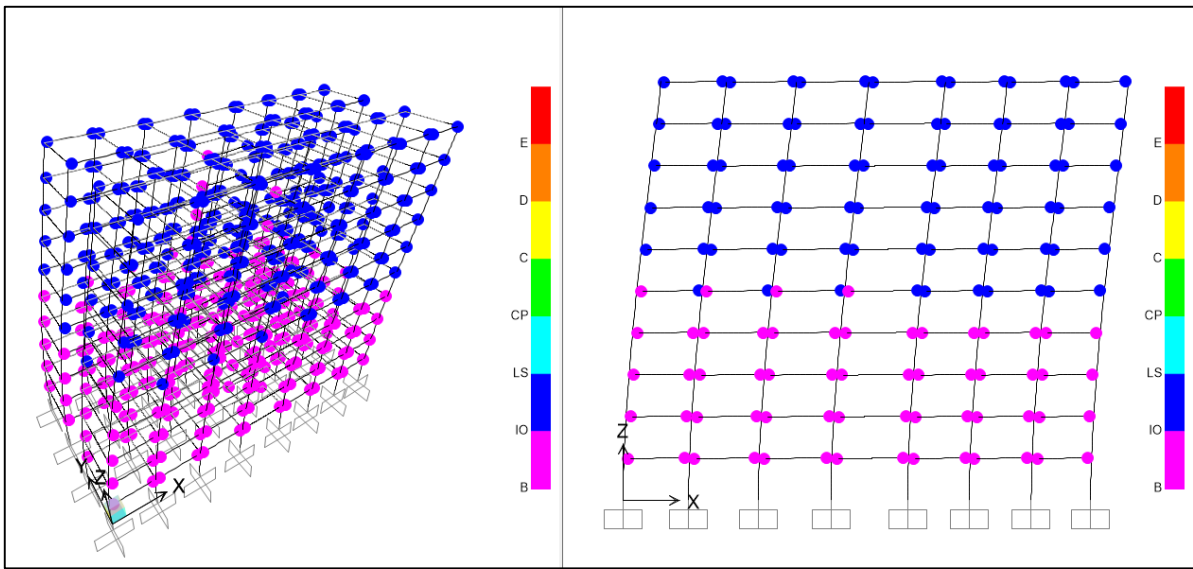


Figura 53 Formación de rotulas plásticas en el nivel de ocupación inmediata, paso 7 (dirección X)

Fuente: SAP2000

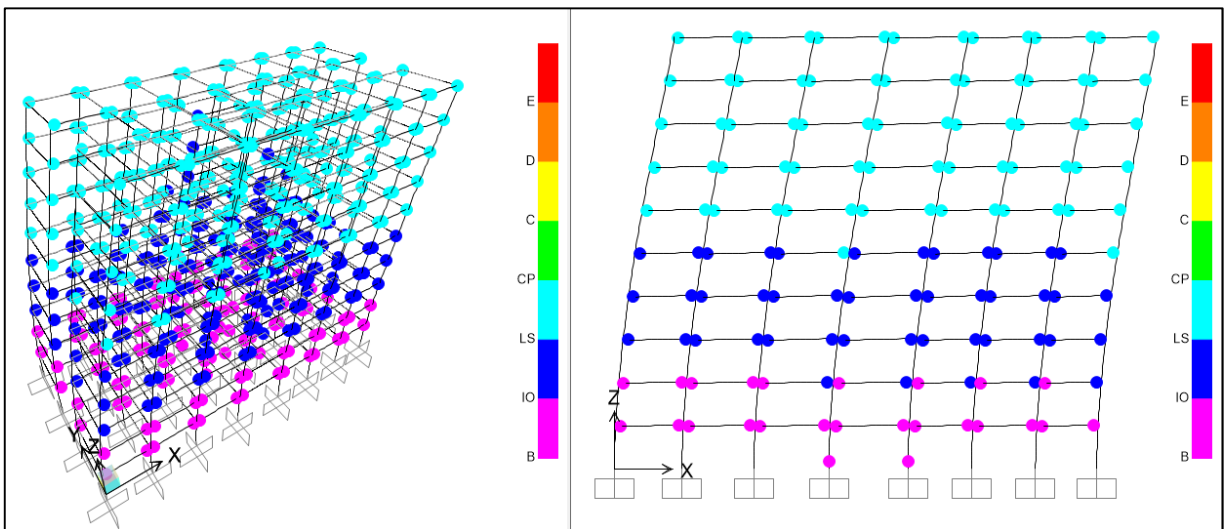


Figura 54 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas en el nivel de seguridad de vida, paso 9 (dirección X)

Fuente: SAP2000

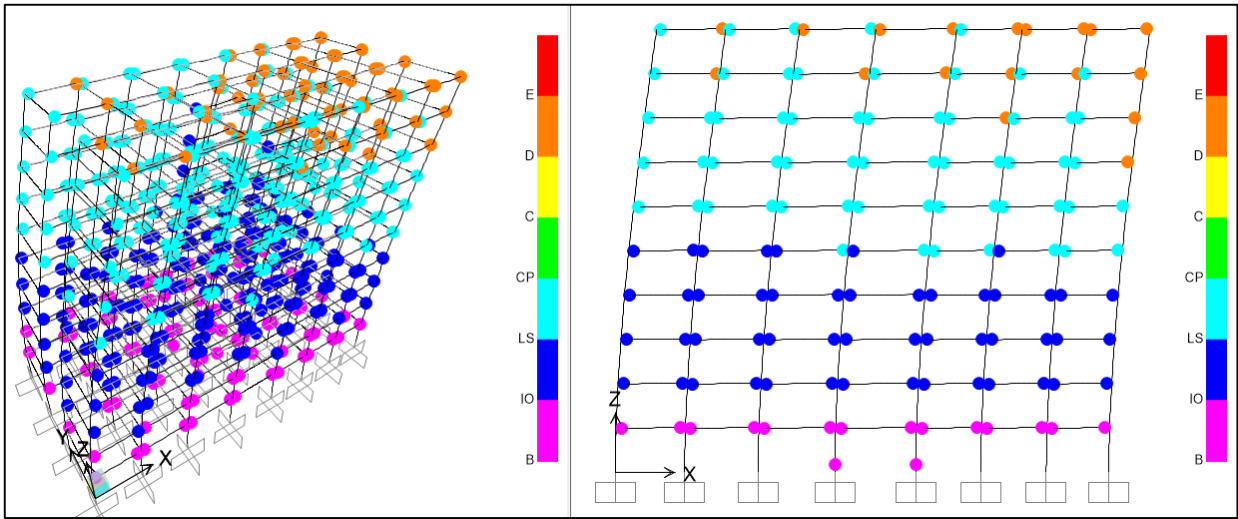


Figura 55 Formación de rotulas plásticas en el nivel de prevención de colapso, paso 11
(dirección X)

Fuente: SAP2000

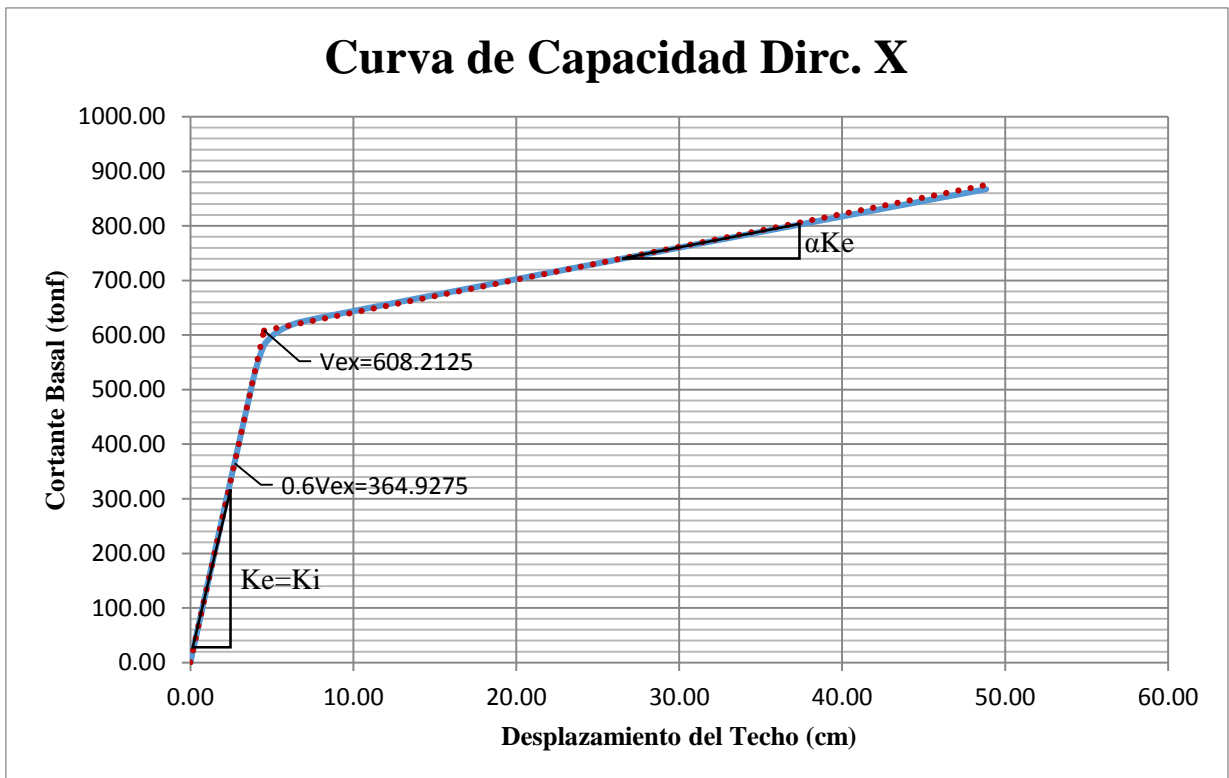


Figura 56 Curva de Capacidad Dirección X

Fuente: Elaboración propia

Para la obtención de la curva de capacidad, la estructura se sometió a cargas laterales que iban aumentando en cada paso de carga y con ello se obtenía el desplazamiento del nodo de control con respecto a la cortante basal. Se puede observar que el comportamiento de la estructura es lineal, pero cerca de las 600 tonf de fuerza cortante se puede apreciar como la pendiente de la recta se va haciendo más horizontal, esto es debido a que a partir de esa fuerza empezaron a generarse las rotulas plásticas en los diferentes elementos estructurales y como consecuencia de ello la estructura va degradando su rigidez obteniéndose desplazamientos mayores en el nivel techo a medida que se aumenta la cortante basal.

La línea punteada es la representación bilineal de este comportamiento. Para la obtención de ella se determinó la pendiente efectiva K_e la cual se obtiene con la recta secante que va de 0 hasta $0.6V_e$. La pendiente αK_e se obtiene gráficamente con el segmento de recta que pasa por la curva real en el desplazamiento del techo y haciendo uso del procedimiento grafico iterativo que equilibra aproximadamente la zona por encima y por debajo de la curva.

Tabla 109 Curva de Capacidad Dirección X

Fuente: SAP 2000

Incrementos de Carga	Desplazamiento cm	V Tonf
0	0.00	0.00
1	3.86	518.77
2	4.41	573.32
3	4.72	589.28
4	5.50	608.60
5	6.82	624.28
6	14.95	672.91
7	27.20	743.78
8	34.20	784.18
9	46.45	853.67
10	48.83	867.06

Tabla 110 Datos usados para la gráfica de capacidad bilineal

Fuente: SAP2000

K_{ix}	134.4734
K_{ex}	134.4734
α_x	0.0448
V_{ex}	608.2125
$0.6V_{ex}$	364.9275

V.2.5.4 Curva de capacidad en dirección Y

Al igual que en la dirección X, en la dirección Y se procedió a aplicar las fuerzas inerciales obtenidas mediante el Método Estático Equivalente en los centros de masa y con el incremento de estas fuerzas se midió los desplazamientos del nodo de control.

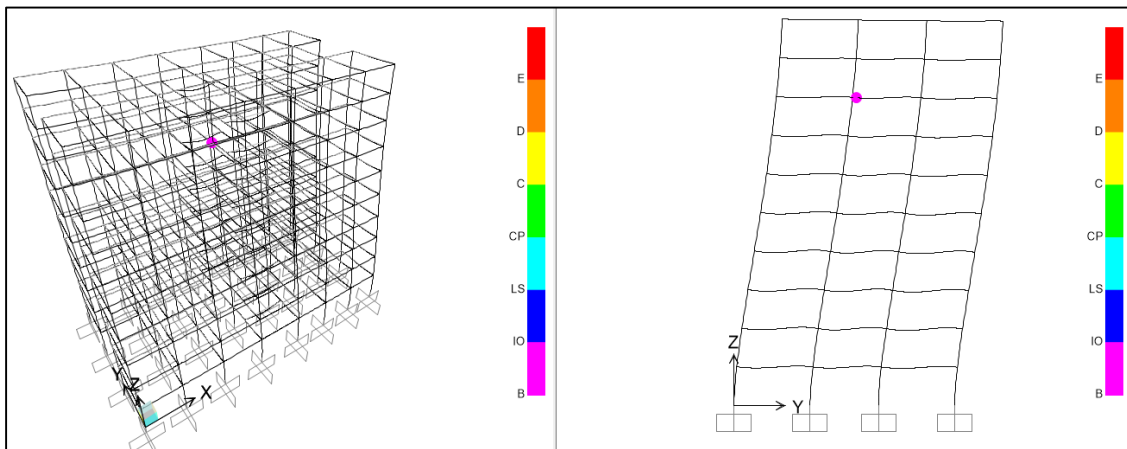


Figura 57 Formación de rotulas plásticas en el paso 1 (dirección Y)

Fuente: SAP2000

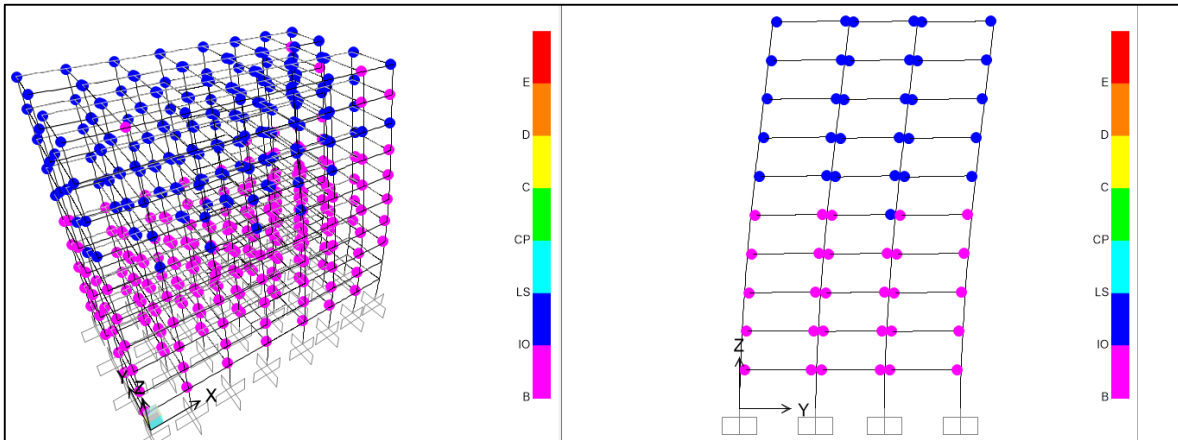


Figura 58 Formación de rotulas plásticas en el nivel de ocupación inmediata, paso 6 (dirección Y)

Fuente: SAP2000

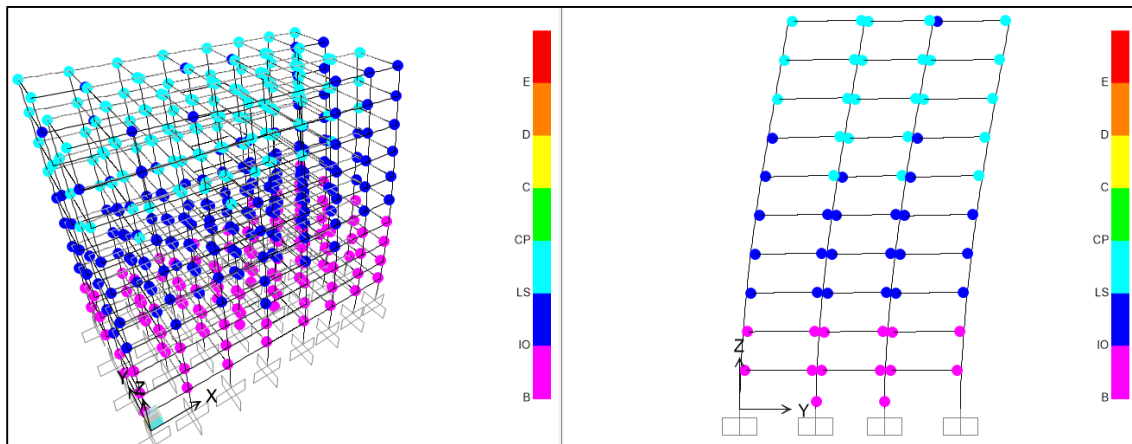


Figura 59 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas en el nivel de seguridad de vida, paso 8 (dirección Y)

Fuente: SAP2000

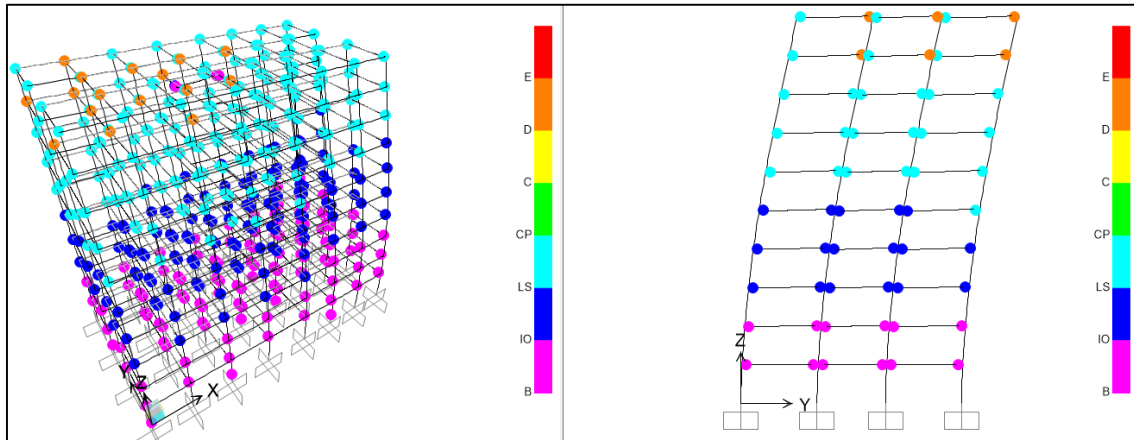


Figura 60 Formación de rotulas plásticas en el nivel de prevención de colapso, paso 10 (dirección Y)

Fuente: SAP2000

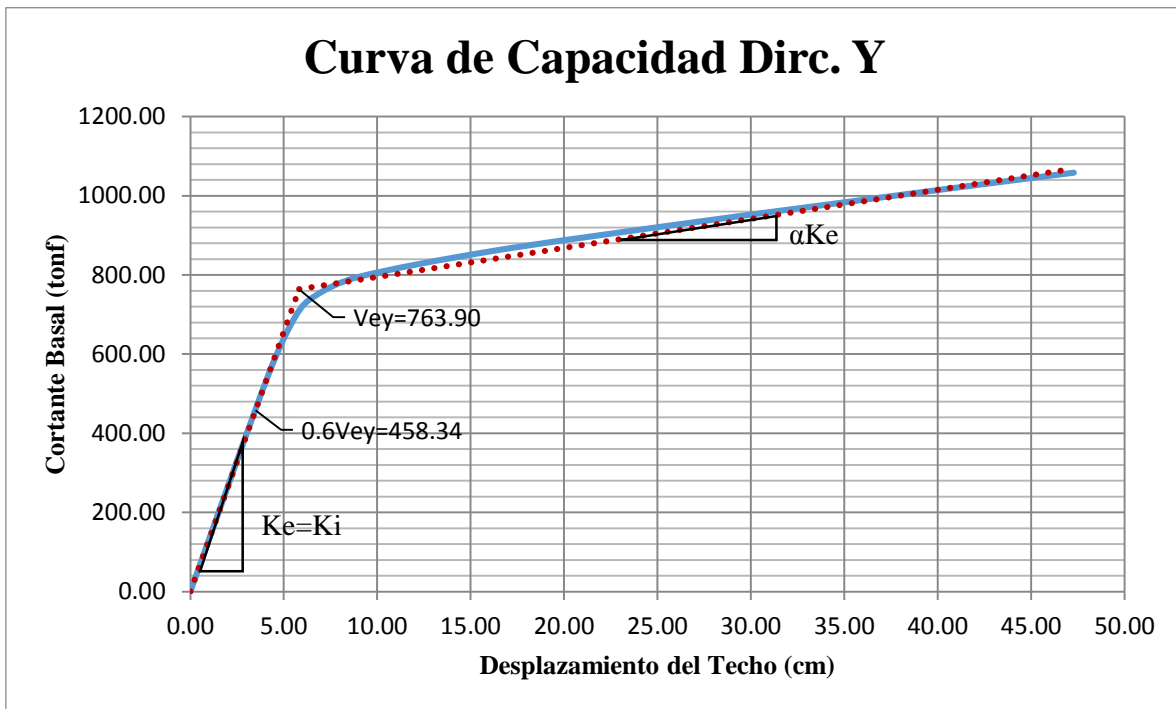


Figura 61 Curva de Capacidad Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

De igual manera en la dirección Y se obtuvo la curva de capacidad y la curva bilineal.

Tabla 111 Curva de Capacidad Dirección Y

Fuente: SAP2000

Incrementos de Carga	Desplazamiento cm	V Tonf
0	0.00	0.00
1	4.13	542.65911
2	5.62	694.5548
3	6.77	749.82091
4	9.11	796.40957
5	16.15	860.47946
6	25.72	925.34328
7	34.21	978.69657
8	41.86	1025.9648
9	47.29	1058.579

Tabla 112 Datos usados para la gráfica de capacidad bilineal

Fuente: SAP2000

Kiy	131.30
Key	131.30
α_y	0.06
Vey	763.90
0.6Vey	458.34

V.2.6 DETERMINACION DEL PERIODO

El periodo fundamental efectivo en la dirección de análisis se basara en la curva de capacidad bilineal. El periodo fundamental, T_e será calculado de acuerdo a la ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Dónde:

Ti= Periodo fundamental elástico (segundos) en la dirección de análisis, calculado por el método de raleigh y comparado con el análisis multimodal del SAP2000.

Ki= Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección de análisis.

Ke= Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección de análisis.

Para ambas direcciones de análisis Ki y Ke tienen el mismo valor, por lo tanto el periodo fundamental efectivo será el mismo que el periodo fundamental elástico.

En dirección X:

Tex: 0,977seg

En dirección Y:

Tey: 0,984seg

V.3 DETERMINACIONES DEL DESEMPEÑO

El desplazamiento del punto de desempeño, δ_t , será calculado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

V.3.1 Factor C₀

C₀= Factor de modificación que relaciona al desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente al desplazamiento techo del sistema de múltiples grados de libertad calculado usando uno de los siguientes procedimientos:

- El factor del primer modo de participación en el nivel del nodo de control.
- El factor de participación modal en el nivel del nodo de control calculada usando un vector de forma correspondiente a la deformada de la edificación en el desplazamiento de control.
- El valor apropiado de la Tabla 113.

Tabla 113 Valores de C_0

Fuente: FEMA 356

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
 2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

El edificio posee 10 pisos y se clasificara en la columna de “otros edificios” ya que está constituido por pórticos, por lo tanto el valor tomado para $C_0 = 1.5$.

V.3.2 Factor C_1

C_1 = Factor de modificación que relaciona el máximo desplazamiento inelástico esperado con el desplazamiento calculado por la respuesta estática lineal:

$$1.0 \text{ para } T_e \geq T_s$$

$$\left[1.0 + (R^* - 1) T_s / T_e \right] / R^* \text{ para } T_e < T_s$$

Pero no mayor que 1.5 ni menos que 1.0.

T_e = Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección de análisis (segundos).

Ts= Periodo característico del espectro de respuesta, definido como el periodo asociado con la transición desde el segmento de aceleración constante del espectro para el segmento de velocidad constante del espectro (T* según nomenclatura COVENIN).

R*= Relación de la demanda de fuerza elástica para calcular el coeficiente de rigidez. La relación de resistencia R* se calculará de acuerdo con la ecuación:

$$R^* = \frac{S_a}{V_e/W} C_m$$

Ve= Límite elástico calculado utilizando resultados del análisis Estático No-Lineal para la curva de capacidad.

W= Peso sísmico.

Sa= Aceleración del espectro de respuesta (Ad según nomenclatura COVENIN).

g= Aceleración de la gravedad.

α= Relación de la rigidez post-cedencia y la rigidez elástica efectiva.

cm= Factor de masa.

Tabla 114 Factor de Masa Efectiva Cm

Fuente: FEMA 356

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

Como Te es mayor que Ts en ambas direcciones, se considera C1= 1.0

V.3.3 Factor C_2

C_2 = Factor de modificación para representar la degradación de la rigidez y deterioro de la fuerza en el máximo desplazamiento. Los valores de C_2 para diferentes sistemas de pórticos y niveles de desempeño estructural serán obtenidos según la Tabla 115. Alternativamente, el uso de $C_2=1.0$ se permitirá para procedimientos no lineales.

Tabla 115 Factor de Modificación C_2

Fuente: FEMA 356

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second ³		$T \geq T_S$ second ³	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.

2. All frames not assigned to Framing Type 1.

3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

La estructura soporta toda la fuerza sísmica a través de los elementos vigas y columnas, por lo tanto se considera como una edificación tipo 1. El valor usado para el modelo matemático fue de $C_2= 1.0$ ya que para análisis inelástico FEMA 356 permite el uso de esa magnitud.

V.3.4 Factor C_3

C_3 = Factor de modificación que representa el incremento de los desplazamientos debido a los efectos dinámicos P- Δ . Para edificios que presenten una relación entre la cortante basal y el nodo de control de desplazamiento con pendiente positiva (pendiente positiva postcedencia), C_3 se igualara a 1.0. Para edificios con pendiente negativa, los valores de C_3 se calcularan usando la ecuación:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R^* - 1)^{3/2}}{T_e}$$

El valor usado para el modelo matemático fue de $C_3 = 1.0$ ya que la curva de capacidad presenta una pendiente positiva.

CAPÍTULO VI

RESULTADOS Y ANALISIS

Del Método Estático Equivalente se obtuvo los siguientes valores de cortante y desplazamiento del nivel techo con los cuales se diseñaron las dimensiones de los elementos vigas y columnas y se calculó la cantidad de acero mínima que la estructura necesita para tener la capacidad suficiente de resistir las demandas impuestas por sismo y carga gravitacional:

Desplazamiento máximo y cortante en dirección X:

$$\Delta_{exi} \text{ (cm)} = 4,24$$

$$\Delta_{xi} \text{ (cm)} = 20,36$$

$$V_x = 449,94$$

Desplazamiento máximo y cortante en dirección Y:

$$\Delta_{eyi} \text{ (cm)} = 7,25$$

$$\Delta_{yi} \text{ (cm)} = 34,29$$

$$V_y = 447,02$$

Los valores Δ_e representan el desplazamiento elástico para cada dirección de análisis obtenidos por un Análisis Estático Lineal. El valor Δ es un valor el cual es obtenido por el producto de $0,8R\Delta_e$ que representa el desplazamiento máximo que la estructura podría tener cuando incurriera en el rango inelástico. A pesar de que el Método Estático Equivalente emplee un cálculo de un desplazamiento inelástico, este valor no representa el verdadero comportamiento de la estructura luego de que pase su punto de cedencia (comportamiento que se estudia a detalle en un AENL).

Por eso es necesario conocer que pasa más allá del punto en el que la estructura supera el rango elástico y empieza a deformarse inelásticamente. El propósito de este trabajo es el de contrastar como es el mecanismo de falla de una estructura diseñada con el Método Estático Equivalente y emplear un Análisis Estático No-Lineal para verificar que tan confiable puede ser este diseño para una estructura regular Tipo I en la cual el primer modo de vibración es el predominante.

Esta comparación entre ambos métodos se realizara con la curva de capacidad y con el punto de desempeño de la estructura, el cual representa el nivel de daño de la estructura para la demanda sísmica con la fue diseñada usando el Método de los Coeficientes propuesto por FEMA 356.

Para la determinación del punto de desempeño mediante el método de los coeficientes, se utilizaron las tablas y parámetros que FEMA 356 utiliza para determinar el desempeño δ_t los cuales se obtuvieron en el **V.2.6**:

$$C_0 = 1.5$$

$$C_1 = 1.0$$

$$C_2 = 1.0$$

$$C_3 = 1.0$$

Con estos parámetros y el periodo efectivo obtenido con la curva de capacidad se determinó el desempeño en cada dirección.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Desplazamiento en dirección X:

$$T_{ex} = 0,977 \text{ seg}$$

$$S_{ax} = \alpha \varphi \beta A_0 \left(\frac{T^*}{T_{ex}} \right)^p = 1 \times 0,9 \times 2,6 \times 0,3 \left(\frac{0,7}{0,977} \right)^1 = 0,502$$

$$\delta_{tx} = 1,5 \times 0,502 \times \frac{(0,977 \text{ seg})^2}{4 \times 3,14^2} \times 9,81 \text{ m/seg}^2$$

$$\delta_{tx} = 0,1793 \text{ m}$$

Desplazamiento en dirección Y:

$$T_{ey} = 0,984seg$$

$$S_{ay} = \alpha\varphi\beta A_0 \left(\frac{T^*}{T_{ex}}\right)^p = 1 \times 0,9 \times 2,6 \times 0,3 \left(\frac{0,7}{0,984}\right)^1 = 0,499$$

$$\delta_{ty} = 1,5 \times 0,499 \times \frac{(0,984seg)^2}{4 \times 3,14^2} \times 9,81 m/seg^2$$

$$\delta_{ty} = 0,1802m$$

Estos valores representan cual es el desplazamiento del nivel techo con respecto a la demanda sísmica con el que fue diseñado. Con la curva de capacidad se puede usar el valor de desplazamiento para así obtener la magnitud de la cortante que genera este desplazamiento.

Cortante en X asociado con el desempeño δ_{tx} :

$$V_x = 688,98tonf$$

Cortante en Y asociado con el desempeño δ_{ty} :

$$V_y = 852,02tonf$$

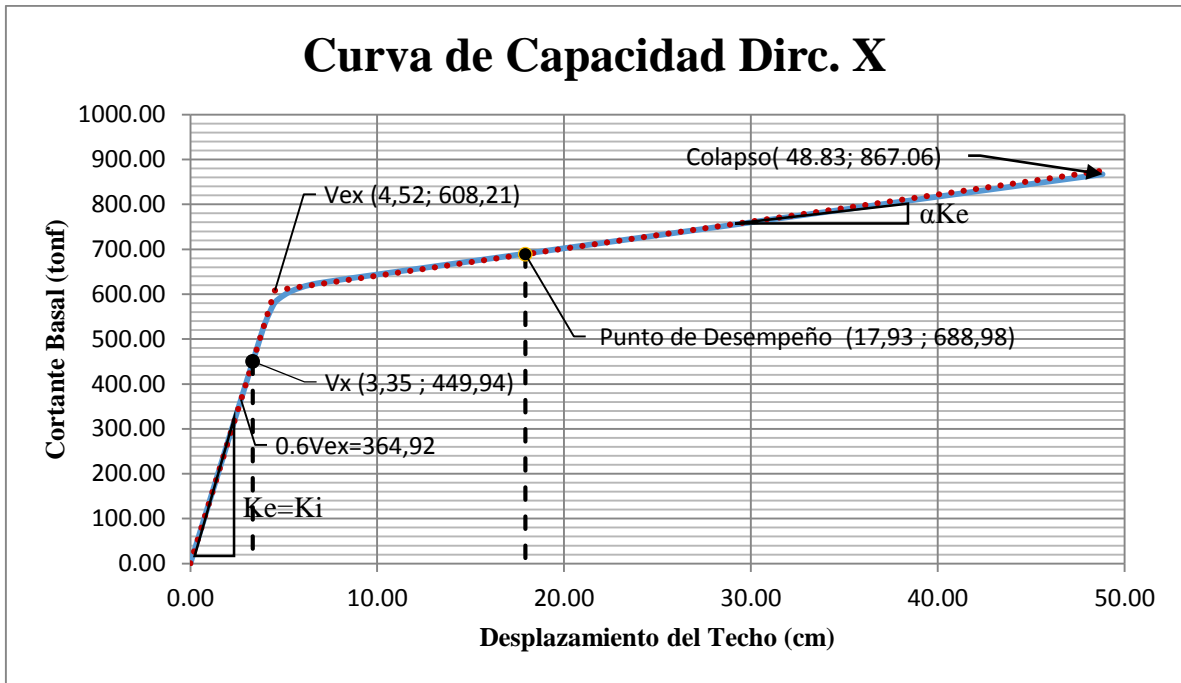


Figura 62 Desplazamiento y cortante del punto de desempeño en X

Fuente: Elaboración propia

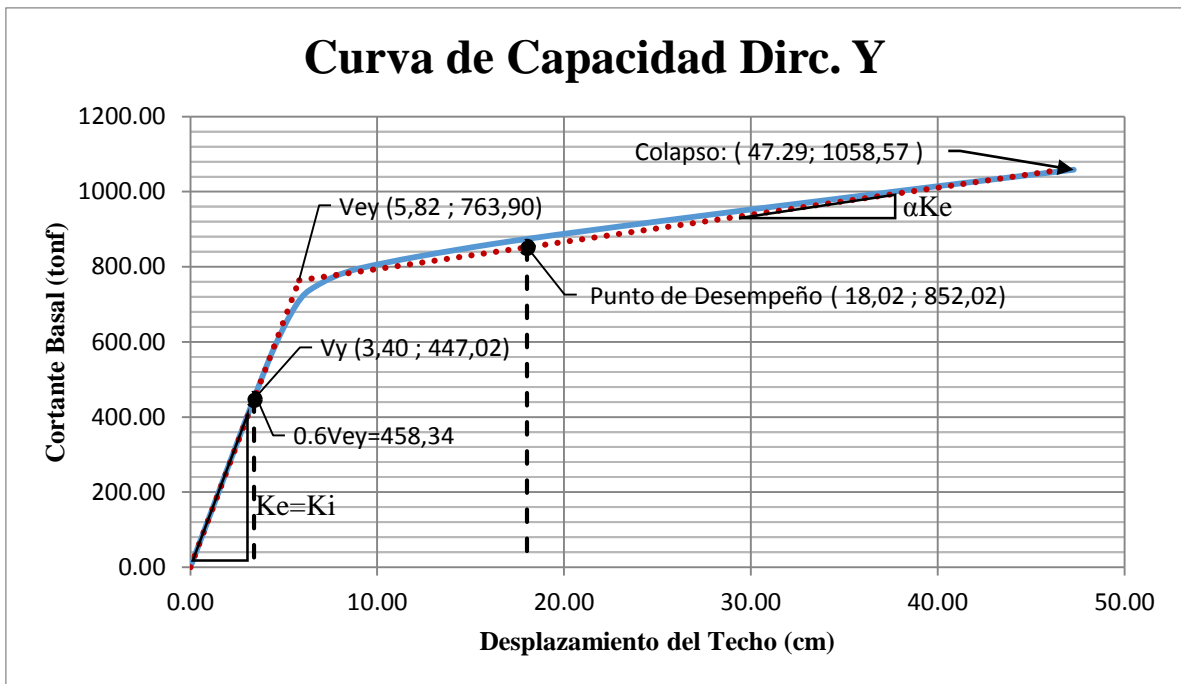


Figura 63 Desplazamiento y cortante del punto de desempeño en Y

Fuente: Elaboración propia

Usando la curva de capacidad obtenida mediante el AENL y las cortantes de diseño del Método Estático Equivalente, se puede observar que el desplazamiento del nivel techo se encuentra en el rango elástico y que esta magnitud es inferior que la obtenida del AEL. También se puede decir que el desplazamiento esperado del sistema (el cual fue 4,24 cm para una cortante de 449,94 tonf en dirección X y 7,25 cm con una fuerza de 447,02 tonf para la dirección Y) y el desplazamiento real de la estructura obtenida mediante el AENL (3,35 cm en dirección X y 3,40 cm en dirección Y con la misma magnitud de fuerzas cortantes del AEL) demuestra la confiabilidad por parte del Método Estático Equivalente, ya que al dar menor el desplazamiento real de la estructura para dichas demandas el sistema estructural posee una capacidad de respuesta mayor.

El AENL mediante el método de los coeficientes permite conocer de manera gráfica y simplificada el desempeño sísmico de la estructura. Se puede observar que el desempeño de la estructura ante la demanda sísmica con la que fue diseñada es cercano al punto de cedencia en el diagrama de capacidad, esto permite inferir que la estructura se encuentra en un desempeño estructural entre SP1 y SP3 (rango denominado como Control de Daño SP2).

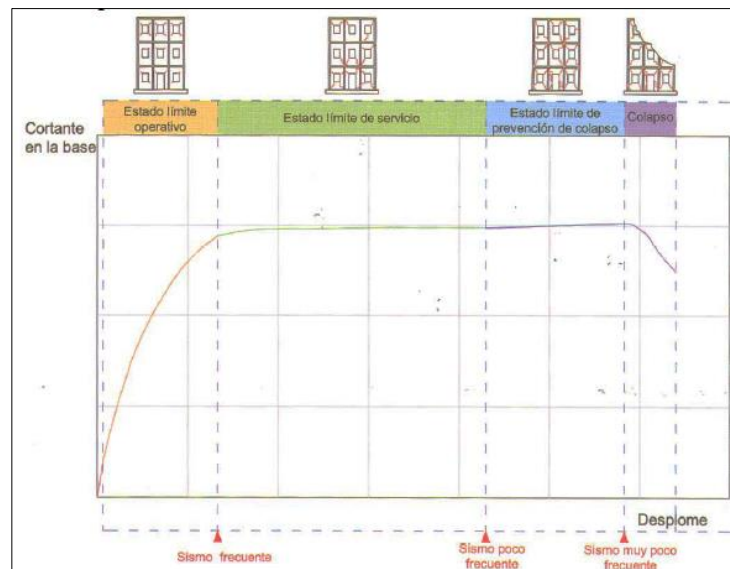


Figura 64 Desempeño estructural de la edificación
Fuente: ATC-40

En el capítulo 11 del documento ATC-40 se establecen los límites de respuestas en donde clasifican el desempeño de la estructura mediante la deformación que esta experimenta.

Tabla 116 Valores límites para los niveles de desempeño

Fuente: ATC-40

Niveles de desempeño por mil (‰)				
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	10	10-20	20	0.33V/W
Deriva inelástica máxima	5	5-15	Sin limite	Sin limite

Dónde:

V: Es la fuerza cortante.

W: Peso sísmico.

Considerando los desplazamientos máximos en cada dirección del AENL y la altura total de la estructura (30 m) se obtuvo los siguientes niveles de desempeño.

$$\text{Valor limite en direccion } X = \frac{0,4883m}{30m} \times 1000 = 16,3$$

$$\text{Valor limite en direccion } Y = \frac{0,4729m}{30m} \times 1000 = 15,7$$

Estos valores corresponden al nivel de desempeño **Control de Daño** para ambas direcciones.

Otra manera de comprobar la confiabilidad del Método Estático Equivalente es comparando las cortantes de diseño usadas por este método con las obtenidas con la curva de capacidad, en ambas direcciones.

La cortante del método estático equivalente y la cortante del colapso en el AENL, en dirección X son:

$$V_{X (AEL)} = 449,94 \text{ tonf}$$

$$V_{X (AENL)} = 867,06 \text{ tonf}$$

$$\frac{V_{X (AENL)}}{V_{X (AEL)}} = \frac{867,06 \text{ tonf}}{449,94 \text{ tonf}} = 1,93$$

La cortante del método estático equivalente y la cortante del colapso en el AENL, en dirección Y son:

$$V_{Y (AEL)} = 447,02 \text{ tonf}$$

$$V_{Y (AENL)} = 1058,57 \text{ tonf}$$

$$\frac{V_{Y (AENL)}}{V_{Y (AEL)}} = \frac{1058,57 \text{ tonf}}{447,02 \text{ tonf}} = 2,37$$

El cociente entre las cortantes permite observar la confiabilidad por parte del método estático equivalente, siendo en ambos casos casi el doble de la cortante de diseño el valor de la fuerza real necesaria para causar el colapso de la estructura.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VII.1 CONCLUSIONES

Luego de realizar el diseño de una estructura regular tipo I mediante el método estático equivalente (con los criterios de regularidad mínimos requeridos por la norma), determinar su curva de capacidad, hallar el punto de desempeño para cada dirección de análisis y compararlos con los definidos en cada uno de los niveles de desempeño propuesto por ATC y FEMA, se puede concluir lo siguiente acerca de la confiabilidad o la precisión que tiene el método estático equivalente a la hora de estimar las fuerzas para el diseño estructural.

El factor de reducción de respuesta utilizado por el método estático equivalente se encuentra del lado de la seguridad, debido a que la estructura alcanza el desplazamiento máximo permitido en el nodo de control (el cual fue definido a partir del estado de daño máximo admisible para una amenaza sísmica dada según la importancia de la edificación), con la aplicación de una cortante mayor a la utilizada para diseñar según el método estático equivalente. Es decir la estructura alcanza un estado de daño último, que le permitirá agotar su resistencia ante cargas laterales y solo mantener su capacidad para sostener cargas verticales y asegurar el desalojo de sus ocupantes, cuando se le aplique una cortante de 867,06 tonf en dirección X y 1058,57 tonf en dirección Y la cual es mucho mayor que la usada por el método estático, la cual fue de 449,94 tonf y 447,02 tonf respectivamente. La razón de este resultado se planteaba al momento de definir las bases teóricas de cada uno de los procedimientos de análisis.

La diferencia en las capacidades obtenidas en ambos casos reside en la definición de los mecanismos de liberación de energía considerados en cada método, mientras el método estático equivalente considera que la estructura liberará energía a través de desplazamientos y daños en la estructura, la extensión de dichos daños y la cantidad de energía que se disipa mediante los mismos se estima (no se calcula) mediante el factor de respuesta “R” el cual se determina según el nivel de diseño, el tipo de estructura y criterios personales del ingeniero, tales como la calidad del armado y los materiales usados en obra.

Por otro lado el método estático no lineal toma en cuenta la capacidad de la estructura para liberar energía a través de mecanismos de deformación inelásticos bien definidos también llamados rotulas plásticas, dichos mecanismos permiten determinar de manera exacta la capacidad de deformación de los distintos elementos y la variación de la rigidez y el amortiguamiento de la estructura durante el sismo. De esta forma el análisis estático no lineal permite cuantificar la capacidad real de la estructura basándose en las propiedades individuales de cada elemento.

A pesar de la superioridad del AENL en cuanto a complejidad y precisión sobre el método estático equivalente (consecuencia de todas las simplificaciones y requisitos de regularidad necesarios para su aplicación) este procedimiento ha demostrado su capacidad para diseñar estructuras con un comportamiento sísmico confiable y adecuado. Sin embargo los ingenieros deben estar conscientes de las ventajas y desventajas de la aplicación de este método y la conveniencia de su aplicación según las necesidades del proyecto estructural.

En tal sentido se debe determinar el grado de precisión requerido por el proyecto en función de su magnitud, es decir el método estático equivalente permite disminuir la complejidad y el tiempo de diseño sacrificando en parte la precisión a la hora de determinar la ductilidad de la estructura, esta falta de precisión puede traducirse en dimensiones ligeramente superiores a las requeridas, es por esto que el ingeniero debe contrastar si la cantidad de tiempo ahorrada en el diseño es significativa contra la posibilidad de un aumento en la estructura sobre los costos del proyecto.

VII.2 RECOMENDACIONES

Algunos de estos requisitos son incluidos a través valores numéricos tales como el factor de amplificación dinámica torsional el cual busca envolver los posibles esfuerzos torsionales debido al cambio en la distribución de la masa. El método estático equivalente es efectivamente uno de los métodos de análisis más básicos y sencillos para determinar las fuerzas de diseño de los distintos elementos estructurales de una edificación que cumple con una serie de requisitos mínimos de regularidad los cuales tienen el objetivo fundamental de asegurar que la estructura tendrá un comportamiento que podrá ser reducido a los esfuerzos máximos de traslación y torsión en su primer modo de vibración. La norma incluso utiliza la cortante obtenida en este método como el mínimo valor contra el cual se deben comparar las fuerzas cortantes usadas en métodos de análisis de complejidad y precisión superior, como lo es el método de análisis dinámico de superposición modal con un grado de libertad.

Durante el sismo, el factor de control de diseño de la zona rígida de la planta que busca evitar el diseño deficiente de los pórticos que estén más cercanos al centro de rigidez, la fuerza de techo incluida para representar la posible participación de los modos superiores de vibración y la excentricidad accidental representada por el 6% del ancho de la base para incluir los efectos torsionales causados por la diferencia en el tiempo de llegada de las vibraciones sísmicas a los extremos de la planta (si esta posee una de sus dimensiones con una magnitud considerable).

Cuando una estructura cumpla con amplio margen de seguridad de dichos requisitos, es decir que posean un bajo riesgo torsional, entre pisos rígidos, poca altura y regularidad geométrica, es aceptable considerar que las fuerzas de diseño correspondan con las fuerzas del primer modo de vibración (adicionando los efectos producto de la torsión) como se propone en el método estático equivalente. Por otro lado el proceso va perdiendo precisión a medida que la estructura se acerca los límites de regularidad requeridos por la norma.

Es por esto que se recomienda usar este método con especial criterio, el ingeniero debe ser precavido y tener en cuenta que mientras más cercana se encuentre la estructura de análisis de los límites de regularidad establecidos por la norma, mayor grado de incertidumbre implicara el uso de este método. Esto es debido precisamente a las consideraciones generalmente conservadoras usadas por el mismo, por ejemplo las tomadas con respecto a la torsión, la cual usa parámetros para amplificación de la excentricidad estática que son especialmente sensibles a la distribución de la masa y la rigidez, si estos valores presenta irregularidades en su distribución en las plantas, incluso si estas son pequeñas, pueden provocar un aumento significativo de las fuerzas de diseño, traducido finalmente en sobre diseños.

Respecto a los programas de análisis asistidos por computadora tales como el programa SAP2000 es fundamental la lectura previa de los manuales de usuario de manera de entender los alcances y limitaciones del programa a la hora de calcular edificaciones, esto permitirá a los profesionales evitar errores relacionados con su interfaz, el programa nunca sustituirá la experiencia ni el buen juicio de un ingeniero.

Con respecto a los análisis estáticos inelásticos, es recomendable conocer a fondo cuales son los mecanismos de fallas y el modo en que estos se generan (rotulas plásticas), ya que es la base fundamental de la aplicación de este método. Es importante estudiar con mucho detalle los documentos FEMA 356 y ATC-40, los cuales poseen toda la información necesaria y criterios de aceptación para llevar a cabo un AENL.

La continuidad de este tema de investigación es necesaria para respaldar los resultados y servir de base a futuras actualizaciones de la norma venezolana, donde se incluya con mayor grado de detalle los métodos de análisis no lineal. De esta manera los profesionales podrán aumentar la precisión y eficiencia a la hora de describir el comportamiento dinámico y diseño de las estructuras.

VII.3 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Romero, R &. Valero, B. (2013), *Evaluación de la Capacidad Sismoresistente de una Edificación de Concreto Estructural Empleando la Metodología del Modal Pushover Analysis*. (Trabajo de grado). Universidad Nueva Esparta. Caracas, Venezuela.

Ing. Del Re R., Gianina (2006). *Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Linear Para Determinar el Desempeño Sísmico de Estructuras Aperticadas de Concreto Armado*. (Trabajo de grado) Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela

ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: California Seismic Safety Commission.

FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington: Federal Emergency Management Agency.

Norma Venezolana 1756. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Caracas, Venezuela: COVENIN.

Norma Venezolana 2002. (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas, Venezuela: COVENIN.

Fondonorma 1753. (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas: Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad.

Portillo W., Rodriguez J., & Martinez C. (2011). *Introducción al diseño de marcos de concreto reforzados, por el método de análisis estático no lineal (pushover), utilizando un software especializado*. (Trabajo de grado). Universidad de El Salvador. San Miguel, El Salvador.

Fratelli M., (1998). *Edificios altos*, 1era edición. Caracas, Venezuela