

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO, REGULARES Y SIMÉTRICAS, DE MEDIANA ALTURA EN LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Morales, V. José, A.

Pompei, F. Roberto

Soprano, D. Francisco, J.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, noviembre 2012

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO, REGULARES Y SIMÉTRICAS, DE MEDIANA ALTURA EN LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS

Tutor académico: Prof. Ronald Torres.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Morales, V. José, A.

Pompei, F. Roberto

Soprano, D. Francisco, J.

Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, noviembre 2012

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO, REGULARES Y SIMÉTRICAS, DE MEDIANA ALTURA EN LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS”**, desarrollado por los bachilleres: José Abraham Morales Vargas, Roberto Pompei Fernandez y Francisco Javier Soprano Dos Reis, para optar por el título de Ingeniero Civil, y lo encuentro apropiado tanto en su contenido como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo que se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que se le sea designado.

En Caracas, a los () días del mes de () del año 2012.

Ronald Torres.

ACTA

El día _____ Se reunió el jurado formado por los profesores:

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado “**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO, REGULARES Y SIMÉTRICAS, DE MEDIANA ALTURA EN LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS**” Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar por el Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACION	
	Números	Letras
Br. José Abraham Morales Vargas		
Br. Roberto Pompei Fernandez		
Br. Francisco Javier Soprano Dos Reis		

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, ____ de _____ de 20__

DEDICATORIA

A mis Padres

José y Zobeida,

A mis Hermanas

Jesús, Jorge, Josue, Lourdes, Lorena y Marie

José Morales

A mis Padres

Orlando y Rosario

A mis Hermanos

Orlando y Dany

A mi Abuela

Rosario

Roberto Pompei

A mis Padres

Benito y Carolina

A mis Hermanos

Eduardo y Daniel

Francisco Soprano

AGRADECIMIENTOS

A mis padres José Morales y Zobeida de Morales por guiarme, aconsejarme y apoyarme en todo momento, por brindarme todo su cariño y amor, por hacer que nunca me diera por vencido y así poder lograr una de tantas meta que tengo en mi proyecto de vida, también por darme los principios y valores que me han hecho ser quien hoy soy. Muchísimas gracias los quiero mucho.

A mis hermanos Jesús, Jorge y Josue, que siempre me acompañan, gracias por estar siempre allí cuando más los necesitaba y aconsejarme en los momento más difíciles, contribuyendo con mi formación como persona.

A mis hermanas Lourdes, Lorena y Marie, que siempre estuvieron pendiente de mí, y me han acompañado en la vida que llevo, de escucharme cuando más lo necesitaba y hacerme ver las cosas desde otro punto de vista.

A mis amigos Roberto Pompei, Francisco Soprano, Marcos Marcon, Dany Pompei, y Victor Blanco, por ser mis compañeros y ayudarme en esta casa de estudio en mi formación como profesional.

Al Profesor Ronald Torres por ayudarnos a llevar a cabo este proyecto con sus consejos y ayuda oportuna, creando una nueva línea de investigación en esta facultad.

Al Profesor Germán Lozano y Profesora Bernarda Romero por ayudarme en mi formación como profesional y brindarme ese apoyo incondicional.

Y a todas y cada una de las personas que nos ayudaron de forma desinteresada a conseguir esta meta, muchísimas gracias.

José A. Morales V.

A mis padres, por el amor, cariño, educación y valores que han dado a lo largo de estos años.

A mis hermanos, que además de eso son mis amigos.

A Dios por enseñarme el camino adecuado en la vida.

A mi tutor, Ronald Torres por servirnos de guía y apoyarnos en este trabajado de grado.

A todos los profesores, que con sus conocimientos en esta área investigativa nos ayudaron a completar este trabajo de grado.

Roberto Pompei F.

A mis padres Benito y Carolina por guiarme y aconsejarme en todo momento, por brindarme todo su cariño y amor, por apoyarme siempre e impulsarme a lograr esta meta. Muchísimas gracias los quiero un mundo.

A mis hermanos Eduardo y Daniel, que siempre me acompañan, gracias por estar siempre allí, los quiero.

A mis tías, Olga, Rosa y Tata por brindarme su ayuda y cariño.

A mi tío Adriano por abrirme las puertas al campo laboral, mil gracias.

A mi hermano Daniel B, mis amigos cercanos y compañeros de la Universidad, que me acompañaron desde los inicios de la carrera, siempre estuvieron ahí, gracias.

Al Profesor Ronald Torres por ayudarnos a llevar a cabo este proyecto con sus consejos y ayuda oportuna.

Al Profesor Germán Lozano por ayudarme en mi carrera de manera incondicional.

Y a todas y cada una de las personas que nos ayudaron de forma desinteresada a conseguir esta meta, muchísimas gracias.

Francisco Soprano

Morales, V. José, A.
Pompei, F. Roberto
Soprano, D. Francisco, J.

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS
DE CONCRETO ARMADO, REGULARES Y SIMÉTRICAS, DE
MEDIANA ALTURA EN LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS**

Tutor académico: Prof. Ronald Torres.

**Trabajo Especial de Grado. Ciudad Universitaria de Caracas, Facultad de
Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2012. n° pág. 136.**

Palabras Clave: Vulnerabilidad Sísmica, Estructuras Aporticadas, Concreto Armado, Etapas Constructiva.

RESUMEN

En este Trabajo Especial de Grado se estudió la vulnerabilidad sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura, en sus etapas constructivas. Para esto se realizó un modelo estructural sismoresistente siguiendo los criterios de las normas FONDONORMA 1753-2006 y COVENIN 1756-2001, como base para el estudio del comportamiento del mismo en sus etapas constructivas. El estudio del comportamiento de la estructura en sus etapas constructivas se dividió en dos modelos, uno que considera un análisis no lineal incluyendo solo cargas gravitacionales; y otro que considera un análisis lineal para cargas gravitacionales y sísmicas. En ambos análisis se consideró la dependencia del tiempo para las propiedades del concreto, específicamente la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad. Se obtuvieron las deformaciones de los miembros estructurales y se calcularon las derivas de piso de la estructura, para detectar vulnerabilidades por cargas gravitatorias y por cargas sísmicas en las etapas constructivas. Los resultados obtenidos permitieron observar que durante las etapas constructivas las vulnerabilidades por cargas gravitacionales y por cargas sísmicas son menores a las de la estructura finalizada. El presente Trabajo Especial de Grado forma parte de una nueva línea de investigación de vulnerabilidad sísmica, orientada al estudio de las vulnerabilidades existentes durante la construcción de edificaciones, con el fin de mitigar posibles riesgos y daños en la estructura y al personal de construcción.

INDICE

INTRODUCCION.....	1
CAPÍTULO I	1
PROBLEMA.....	1
I. 1. Planteamiento.....	2
I. 2. Objetivos.....	4
I. 2. 1. Objetivo General.....	4
!Final de fórmula inesperado	
I. 3. Justificación.....	4
I. 4. Alcance y limitaciones.....	4
I. 5. Aportes.....	5
CAPÍTULO II	6
II. 1. Antecedentes.....	6
II. 2. Sistema Estructural.....	8
II. 3. Elementos estructurales de pórticos de concreto armado.....	8
II. 3. 1. Columna.....	8
II. 3. 2. Viga.....	8
II. 3. 3. Losa.....	9
II. 3. 3. 1. Tipos de losa:.....	9
II. 4. Materiales usados en la construcción de una estructura de concreto armado.....	9
II. 4. 1. Concreto reforzado.....	9
II. 4. 2. Concreto.....	10
II. 4. 2. 1. Resistencia a la compresión.....	10
II. 4. 2. 2. Módulo de Elasticidad.....	12
II. 4. 3. Acero.....	12
II. 5. Etapas constructivas.....	13
II. 5. 1. Encofrado.....	13
II. 5. 1. 1. Los tableros de madera.....	14
II. 5. 1. 2. Los encofrados metálicos.....	15
II. 5. 1. 3. Encofrados plásticos.....	15
II. 5. 1. 4. Tiempos recomendados para el desencofrado.....	15
II. 5. 2. Puntales.....	15
II. 5. 3. Proceso constructivo de columna de concreto armado.....	16
II. 5. 4. Proceso constructivo de viga de concreto armado.....	16
II. 5. 5. Proceso constructivo de losa de concreto armado.....	17
II. 6. Vulnerabilidad por cargas verticales.....	18

II. 7. Vulnerabilidad sísmica.	18
II. 7. 1. Caracterización de la vulnerabilidad sísmica.	18
II. 7. 2. Amenaza sísmica.	18
II. 7. 3. Acción sísmica.	19
II. 8. Daño y riesgo sísmico.	19
II. 8. 1. Daño sísmico.	19
II. 8. 1. 1. Caracterización del daño sísmico.	19
II. 8. 1. 2. Clasificación de los daños en estructura ante un sismo.	19
II. 8. 2. Riesgo sísmico.	19
II. 9. Estructura regular y simétrica.	20
II. 9. 1. Irregularidades Verticales.	20
II. 9. 1. 1. Entrepiso blando.	20
II. 9. 1. 2. Entrepiso débil.	20
II. 9. 1. 3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.	20
II. 9. 1. 4. Aumento de las masas con la elevación.	21
II. 9. 1. 5. Variaciones en la geometría del sistema estructural.	21
II. 9. 1. 6. Esbeltez excesiva.	21
II. 9. 1. 7. Discontinuidades en el plano del sistema resistente a cargas laterales.	21
.....	21
II. 9. 1. 8. Falta de conexión entre miembros verticales.	21
II. 9. 1. 9. Efecto de columna corta.	22
II. 9. 2. Irregularidades de planta.	22
II. 9. 2. 1. Gran excentricidad.	22
II. 9. 2. 2. Riesgo torsional elevado.	22
II. 9. 2. 3. Sistema no ortogonal.	22
II. 9. 2. 4. Diafragma flexible.	22
II. 10. Software de análisis estructural SAP2000.	23
II. 11. Recomendaciones para la ejecución de un proyecto estructural en las etapas constructivas según la norma venezolana COVENIN MINDUR 2002-88.	23

CAPÍTULO III 25

III. 1. Etapas y Desarrollo de la investigación.	25
III. 1. 1. Etapa 1: Selección de las condiciones del material y tipo de estructura a ser estudiada.	26
III. 1. 2. Etapa 2: Revisión y selección de la información y criterios de diseño de las normas venezolanas, para el modelo a estudiar.	27
III. 1. 2. 1. Configuración geométrica.	27
III. 1. 2. 2. Dimensiones de las secciones tipo.	28
III. 1. 2. 3. Cargas gravitacionales.	29
III. 1. 2. 4. Factores de definición de la masa mediante las cargas aplicadas.	31

III. 1. 2. 5. Acción sísmica.	32
III. 1. 2. 6. Acero de refuerzo.	33
III. 1. 3: Modelamiento de la estructura a estudiar mediante un programa de análisis estructural.	35
III. 1. 3. 1. Configuración geométrica.	35
III. 1. 3. 2. Definición de materiales.	35
III. 1. 3. 3. Definición de elementos estructurales.	37
III. 1. 3. 4. Generación del modelo geométrico.	38
III. 1. 3. 5. Espectro de demanda sísmica.	38
III. 1. 3. 6. Cargas gravitacionales.	39
III. 1. 3. 7. Asignación de cargas gravitacionales.	40
III. 1. 3. 8. Fuente de masa.	40
III. 1. 3. 9. Combinaciones de carga.	41
III. 1. 3. 10. Norma para el diseño en el SAP2000.	42
III. 1. 4. Etapa 4: Revisión del diseño sismoresistente de la estructura modelada. ...	43
III. 1. 4. 1. Irregularidades verticales (COVENIN 1756-2001).	44
III. 1. 4. 1. 1. Entrepiso blando.	44
III. 1. 4. 1. 2. Entrepiso débil.	44
III. 1. 4. 1. 3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.	44
III. 1. 4. 1. 4. Aumento de las masas con la elevación.	44
III. 1. 4. 1. 5. Variaciones de la geometría del sistema estructural.	45
III. 1. 4. 1. 6. Esbeltez excesiva.	45
III. 1. 4. 1. 7. Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.	45
III. 1. 4. 1. 8. Falta de conexión de los miembros verticales.	45
III. 1. 4. 1. 9. Efecto columna corta.	46
III. 1. 4. 2. Irregularidades en planta (COVENIN 1756-2001).	46
III. 1. 4. 2. 1. Gran excentricidad.	46
III. 1. 4. 2. 2. Riesgo torsional elevado.	46
III. 1. 4. 2. 3. Sistema no ortogonal.	46
III. 1. 4. 2. 4. Diafragma flexible.	47
III. 1. 4. 3. Períodos y modos de vibración.	47
III. 1. 4. 4. Masa participativa.	48
III. 1. 4. 5. Corte basal.	49

III. 1. 4. 6. Derivas de piso.....	51
III. 1. 4. 7. Acero longitudinal requerido en vigas.....	54
III. 1. 4. 8. Acero por corte requerido en vigas.....	55
III. 1. 4. 9. Acero longitudinal en columnas.....	55
III. 1. 4. 10. Relación demanda/capacidad en columnas.....	57
III. 1. 4. 11. Columna fuerte - viga débil.....	59
III. 1. 4. 12. Acero por corte requerido en columnas.....	60
III. 1. 4. 13. Resistencia a la flexión de las columnas.....	60
III. 1. 4. 14. Resistencia a la flexión de las columnas.....	62
III. 1. 4. 15. Detallado del acero.....	64
III. 1. 5. Etapa 5: Caracterización de las etapas constructivas de la estructura.....	64
III. 1. 6. Modelamiento de las etapas constructivas.....	65
III. 1. 6. 1. Modelamiento de las etapas constructivas incluyendo cargas verticales (Modelo 1).....	66
III. 1. 6. 2. Modelamiento de las etapas constructivas considerando cargas sísmicas (Modelo 2).....	71
CAPÍTULO IV.....	75
IV. 1. Caracterización de las etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regulares y simétrica, de mediana altura.....	75
IV. 2. Comportamiento del concreto en cada una de las etapas constructivas.....	76
IV. 3. Vulnerabilidad por cargas gravitatorias de la estructura durante las etapas constructivas.....	80
IV. 4. Vulnerabilidad sísmica de la estructura durante las etapas constructivas.....	97
CONCLUSIONES.....	131
RECOMENDACIONES.....	133
REFERENCIAS.....	134
ANEXO.....	137

INDICE DE TABLAS

Tabla II. 1. Tiempos recomendados para el desencofrado.....	15
Tabla III. 1. Tipo y condiciones de diseño del material usado en la estructura de estudio.	25
Tabla III. 2. Configuración geométrica utilizada para el modelo estudiado.	26
Tabla III. 3. Configuración geométrica utilizada para el modelo estudiado.	27
Tabla III. 4. Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.	28
Tabla III. 5. Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.	28
Tabla III. 6. Cargas gravitacionales por piso utilizadas para el modelo estudiado.	29
Tabla III. 7. Factores de definición de la masa utilizados para el modelo estudiado.....	29
Tabla III. 8. Parámetros para definir el espectro de demanda sísmica del modelo estudiado.	31
Tabla III. 9. Acero longitudinal colocado en columnas para el pre diseño.	31
Tabla III. 10. Resumen de las características de los modelos estudiados.....	32
Tabla III. 11. Tipología de elementos estructurales a modelar.	36
Tabla III. 12. Peso de la estructura y relación de masa de pisos contiguos.....	43
Tabla III. 13. Porcentaje de masa participativa del modelo estructural estudiado.....	47
Tabla III. 14. Cortes dinámicos basales en ambas direcciones (X y Y).	48
Tabla III. 15. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para el modelo estudiado.	51
Tabla III. 16. Caracterización de la etapa constructiva por piso de la estructura sismoresistente.....	63
Tabla III. 17. Segundo modelo estructural generado para etapas constructivas.....	64
Tabla III. 18. Resistencias a la compresión y módulos de elasticidad se los miembros estructurales para el Modelo 2.4.	72
Tabla IV. 1. Caracterización de las etapas constructivas de la estructura sismoresistente diseñada.	75
Tabla IV. 2. Evolución de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad del concreto con respecto al tiempo.....	76
Tabla IV. 3. Fuerzas de corte, de momento y deformaciones en la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, durante la etapa constructiva de la estructura.	87
Tabla IV. 4. Fuerzas de corte, de momento y axiales en la columna 2-A del Nivel 1, durante la etapa constructiva de la estructura.....	96

Tabla IV. 5. Deriva normalizada, en la junta A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 1 (ETAPA 2).	98
Tabla IV. 6. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 2 (ETAPA 4).	99
Tabla IV. 7. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 3 (ETAPA 6)	100
Tabla IV. 8. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 4 (ETAPA 8).	101
Tabla IV. 9. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 5 (ETAPA 10).	102
Tabla IV. 10. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 6 (ETAPA 12).	103
Tabla IV. 11. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 7 (ETAPA 14).	105
Tabla IV. 12. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 8 (ETAPA 16).	106
Tabla IV. 13. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 9 (ETAPA 18).	108
Tabla IV. 14. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 10 (ETAPA 20).	109
Tabla IV. 15. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 11 (ETAPA 22).	111
Tabla IV. 16. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 12 (ETAPA 24).	112
Tabla IV. 17. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 12 (ETAPA 24-28DÍAS).	114
Tabla IV. 18. Fuerzas de corte y momento en la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, durante la etapa constructiva de la estructura.	122
Tabla IV. 19. Fuerzas de corte, de momento y axiales en la columna 2-A del Nivel 1, durante la etapa constructiva de la estructura.	130

INDICE DE FIGURAS

Figura I. 1. Rangos aproximados de resistencias a la compresión de diferentes tipos de concreto.....	9
Figura I. 2. Curvas de incremento resistencia a la compresión en concretos.	9
Figura III. 1. Mapa de Zonificación Sísmica.....	32
Figura III. 2. Definición de la configuración geométrica, en el programa de análisis estructural.	35
Figura III. 3. Definición del concreto, en el programa de análisis estructural.	36
Figura III. 4. Definición del acero, en el programa de análisis estructural.	37
Figura III. 5. Ventana de la función espectral del sismo, en el programa de análisis estructural.	39
Figura III. 6. Ventana de los casos de carga del programa de análisis estructural.....	39
Figura III. 7. Ventana para definir el caso de carga espectral SX, en el programa de análisis estructural.	40
Figura III. 8. Ventana que define los factores para la masa, en el programa de análisis estructural.	41
Figura III. 9. Combinaciones de solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente.	41
Figura III. 10. Definición de la norma de diseño, en el programa de análisis estructural. ..	42
Figura III. 11. Vista 3D del modelo estructural.	43
Figura III. 12. Primer modo de vibración del modelo, en el programa de análisis estructural.	47
Figura III. 13. Primer modo de vibración del modelo, en el programa de análisis estructural.	48
Figura III. 14. Juntas A-1 del modelo estudiado.....	51
Figura III. 15. Valores límite de derivas.....	54
Figura III. 16. Áreas de aceros longitudinales requeridas en vigas del piso 2 (cm ²).	55
Figura III. 17. Porcentaje de acero en columnas del pórtico 2 (PISO 1 a PISO 6).	56
Figura III. 18. Porcentaje de acero en columnas del pórtico 2 (PISO 7 a PISO 12).	57
Figura III. 19. Relación demanda/capacidad de las columnas del pórtico 2 (PISO1 a PISO6).....	58

Figura III. 20. Relación demanda/capacidad de las columnas del pórtico 2 (PISO7 a PISO12). 58	del
Figura III. 21. Relación columna fuerte - viga débil (PISO1 a PISO6).	59
Figura III. 22. Relación columna fuerte - viga débil (PISO7 a PISO12).	60
Figura III. 23. Criterio de resistencia a la flexión en columnas $1,2\Sigma M_v/\Sigma M_c$ (PISO1 a PISO6).	61
Figura III. 24. Criterio de resistencia a la flexión en columnas $1,2\Sigma M_v/\Sigma M_c$ (PISO7 a PISO12).	62
Figura III. 25. Relación demanda/capacidad por corte en nodos (PISO1 a PISO6).	63
Figura III. 26. Relación demanda/capacidad por corte en nodos (PISO7 a PISO12).	63
Figura III. 27. Definición de las etapas constructivas para el modelo estructural.	67
Figura III. 28. Definición de las etapas constructivas y sus características para el modelo estructural.	67
Figura III. 29. Definición de la dependencia del tiempo para el concreto, considerada para la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad.	68
Figura III. 30. Definición de la dependencia del tiempo para el concreto, en las etapas constructivas.	68
Figura III. 31. Definición de las etapas constructivas y sus características para el modelo estructural.	69
Figura III. 32. Definición de la ETAPA 18.	70
Figura III. 33. Vista 3D de la estructura en diferentes etapas constructivas.	70
Figura III. 34. Vista en 3D del Modelo 2.1.	71
Figura III. 35. Gráfico de la resistencia a la compresión en función del tiempo.	72
Figura IV. 6. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 2.	78
Figura IV. 7. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 4.	79
Figura IV. 8. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 6.	79
Figura IV. 9. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 8.	80
Figura IV. 10. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 10.	80

Figura IV. 11. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 12.	81
Figura IV. 12. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 14.	81
Figura IV. 13. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 16.	82
Figura IV. 14. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 18.	82
Figura IV. 15. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 20.	83
Figura IV. 16. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 22.	83
Figura IV. 17. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 24.	84
Figura IV. 18. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 25 (F' C 28 DÍAS).	84
Figura IV. 19. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 25. (F' C 28 DÍAS CON SCP).....	85
Figura IV. 20. Momento resistente de la la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, de la estructura sismoresistente diseñada.	86
Figura IV. 21. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 2.	87
Figura IV. 22. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 4.	87
Figura IV. 23. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 6.	87
Figura IV. 24. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 8.	87
Figura IV. 25. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 10.	87
Figura IV. 26. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 12.	88
Figura IV. 27. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 14.	88
Figura IV. 28. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 16.	88
Figura IV. 29. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 18.	88
Figura IV. 30. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 20.	88
Figura IV. 31. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 22.	89
Figura IV. 32. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 24.	89
Figura IV. 33. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25.	89
Figura IV. 34. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25.	89

Figura IV. 35. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 2.	90
Figura IV. 36. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 4.	90
Figura IV. 37. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 6.	90
Figura IV. 38. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 8.	91
Figura IV. 39. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 10.....	91
Figura IV. 40. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 12.....	91
Figura IV. 41. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 14.....	92
Figura IV. 42. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 16.....	92
Figura IV. 43. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 18.....	92
Figura IV. 44. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 20.....	93
Figura IV. 45. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 22.....	93
Figura IV. 46. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 24.....	93
Figura IV. 47. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25 (F´C 28 DIAS).	94
Figura IV. 48. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25 (F´C 28 DIAS CON SCP).....	94
Figura IV. 49. Momento resistente de la la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, de la estructura sismoresistente diseñada.	95

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico IV. 1. Resistencia a la compresión del concreto en función del tiempo.	75
Gráfico IV. 2. Módulo de elasticidad del concreto en función del tiempo.	75
Gráfico IV. 3. Resistencia a la compresión de columnas, vigas y losas de la estructura, una vez finalizado el Nivel 4 (ETAPA 8).	76
Gráfico IV. 4. Resistencia a la compresión de columnas, vigas y losas de la estructura, una vez finalizado el Nivel 8 (ETAPA 16).	77
Gráfico IV. 5. Resistencia a la compresión de columnas, vigas y losas de la estructura, una vez finalizado el Nivel 12 (ETAPA 24).	77
Gráfico IV. 6. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 1.	96
Gráfico IV. 7. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 1.	96
Gráfico IV. 8. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 2.	97
Gráfico IV. 9. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 2.	97
Gráfico IV. 10. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 3. ...	98
Gráfico IV. 11. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 3. ...	98
Gráfico IV. 12. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 4. ...	99
Gráfico IV. 13. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 4. ...	99
Gráfico IV. 14. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 5. .	100
Gráfico IV. 15. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 5. .	101
Gráfico IV. 16. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 6. .	102
Gráfico IV. 17. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 6. .	102
Gráfico IV. 18. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 7. .	103
Gráfico IV. 19. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 7. .	104
Gráfico IV. 20. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 8. .	105
Gráfico IV. 21. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 8. .	105
Gráfico IV. 22. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 9. .	106
Gráfico IV. 23. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 9. .	107
Gráfico IV. 24. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 10. .	108
Gráfico IV. 25. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 10. .	108
Gráfico IV. 26. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 11. .	109
Gráfico IV. 27. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 11. .	110
Gráfico IV. 28. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 12. .	111

Gráfico IV. 29. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 12.	111
Gráfico IV. 30. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 12 a los 28 días de finalizada la construcción de la estructura.....	112
Gráfico IV. 31. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 12 a los 28 días de finalizada la construcción de la estructura.....	113
Gráfico IV. 32. Derivas normalizadas en función de la altura, en dirección X, para cada una de las etapas constructivas de la estructura.....	113
Gráfico IV. 33. Derivas normalizadas en función de la altura, en dirección Y, para cada una de las etapas constructivas de la estructura.....	114

INTRODUCCIÓN

En este trabajo de investigación se estudió la vulnerabilidad sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura, en sus etapas constructivas, para iniciar así una nueva línea de investigación de vulnerabilidad sísmica en la Universidad Central de Venezuela (UCV), con el fin de que sea desarrollada de forma más amplia.

Este Trabajo Especial de Grado se estructuró en cuatro (5) capítulos que se describen a continuación:

En el Capítulo I, Problema, se especifican las razones por las cuales se realiza esta investigación al mismo tiempo que se mencionan cada uno de los objetivos, aportes, alcance y limitaciones entre los cuales se desarrolló la investigación.

En el Capítulo II, Marco Teórico, se presentan los fundamentos teóricos, conceptuales y procedimentales para la comprensión del presente trabajo: sistema estructural aporticado, elementos estructurales, materiales usados en la construcción de una estructura de concreto armado, etapas constructivas, vulnerabilidad por cargas verticales, vulnerabilidad sísmica, estructuras regulares y simétricas, entre otros.

En el Capítulo III, Marco Metodológico, se describe la metodología utilizada para alcanzar los objetivos planteados en la investigación. La investigación se realizó en etapas, éstas consisten en: selección de las condiciones del material y tipo de estructura a ser estudiada, revisión y selección de la información y criterios de diseño de las normas venezolanas para el modelo a estudiar, modelamiento de la estructura mediante el programa SAP2000, revisión del diseño sismoresistente de la estructura modelada, caracterización de las etapas constructivas de la estructura y por último, el modelamiento de las etapas constructivas de la estructura mediante el programa SAP2000.

En el Capítulo IV, Resultados y Análisis, se exponen los resultados y los análisis respectivos obtenidos durante la investigación.

CAPÍTULO I

PROBLEMA

I. 1. Planteamiento.

En Venezuela no se está llevando a cabo un control del comportamiento que pueden llegar a tener los elementos estructurales y los materiales en cada una de las etapas constructivas de estructuras aporticadas de concreto armado, es decir, de su resistencia, capacidad y otras propiedades.

En la mayoría de los proyectos de construcción no se conoce con certeza la vulnerabilidad que existe en una estructura a la hora de un eventual sismo, lo que podría ocasionar un colapso parcial o total de la misma en cualquiera de las etapas constructivas.

La resistencia del concreto es una propiedad fundamental a la hora del diseño de una estructura aporticada de concreto armado, también lo es el módulo de elasticidad. Dicha resistencia debe ser igual o superior al valor de diseño una vez finalizada la construcción o pasados los veinte y ocho (28) días de fraguado del concreto.

Durante la etapa de construcción de una edificación de concreto armado se vacían los elementos estructurales piso tras piso cuando muchos de ellos quizá no alcancen su resistencia de diseño del concreto, por lo cual se usan puntales con tal de soportar las cargas verticales producidas por el peso propio de la estructura. Por esto, a la hora de ocurrir un sismo de significativa magnitud, cuando los miembros de la estructura aún no alcancen la resistencia de diseño en el concreto, y dado que los apuntalamientos no se contemplan para resistir cargas laterales, la vulnerabilidad de la estructura podría ser elevada.

En la actualidad se está llevando a cabo en las principales ciudades del país y zonas cercanas a las mismas la construcción de una gran cantidad de viviendas multifamiliares debido al déficit habitacional existente. Muchas de estas viviendas están en su etapa de construcción y se pretende construir en los próximos años un número importante de ellas.

Se sabe que desde el terremoto de 1.967, en la ciudad de Caracas no ha ocurrido un evento sísmico que haya provocado la misma cantidad y magnitud de daños en las estructuras de las edificaciones existentes. Y puesto que las principales ciudades del país se ubican en zonas sísmicas, existe la posibilidad de que un sismo de tal magnitud pueda ocurrir nuevamente.

Dadas estas realidades, se propone en este proyecto de trabajo especial de grado estudiar las vulnerabilidades y comportamientos de estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura, en cada una de las etapas constructivas. Debido a que la mayoría de los edificios en construcción y existentes en las principales ciudades, son de estructuras aporticadas de concreto armado, de mediana altura. Esto se aprovechará como base para ampliar los conocimientos en vulnerabilidad sísmica, y para abrir una línea de investigación abocada a las etapas constructivas.

Mediante un análisis por computadora se modelarán dichas estructuras en cada una de las etapas constructivas y se evaluarán los parámetros, condiciones y características en cada una de ellas. Los resultados obtenidos serán comparados con las normas FONDONORMA 1753-2006 y COVENIN 1756-2001.

Algunas interrogantes a las que se quiere dar respuesta son:

¿Cuáles son las etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura?

¿Qué consideraciones se hacen para las distintas etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura?

¿Hay estudios de vulnerabilidad sísmica en las diferentes etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura?

¿Cuáles son las vulnerabilidades posibles en las etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura?

I. 2. Objetivos.

I. 2. 1. Objetivo General.

Analizar la vulnerabilidad sísmica de estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura en las etapas constructivas.

I. 2. 2. Objetivos Específicos.

1. Caracterizar las etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura.
2. Verificar el comportamiento del concreto en cada una de las etapas constructivas.
3. Detectar la vulnerabilidad por cargas gravitatorias de estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura, en las etapas constructivas.
4. Detectar la vulnerabilidad sísmica de estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura, en las etapas constructivas.

I. 3. Justificación.

No se conoce cuáles son las características resistentes y vulnerabilidades de las estructuras aporticadas de concreto armado ante cargas sísmicas en sus correspondientes etapas constructivas. Este trabajo especial de grado pretende evaluar la vulnerabilidad sísmica presente en el proceso de construcción y dar recomendaciones que puedan incorporarse en los modelos de cálculo.

I. 4. Alcance y limitaciones

1. Los resultados de la investigación realizada consideran únicamente estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura (12 pisos).
2. No se consideró la distribución de la tabiquería.
3. No se tomó en consideración los efectos de torsión de planta y los P-delta para el diseño de la estructura sismoresistente.
4. El estudio de la vulnerabilidad sísmica en las etapas constructivas se realizó por nivel construido.
5. La estimación de daños por cargas sísmicas, se realizó mediante un análisis dinámico lineal, considerando la no linealidad de las propiedades del concreto.

I. 5. Aportes.

En lo personal:

- Profundización de conocimientos aprendidos durante la carrera en el área estructural.
- Desarrollo de nuevos criterios sobre vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas de concreto armado.
- Conocimiento teórico y práctico de las etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado.

En la formación académica e investigativa en el área:

- Iniciar una línea de investigación de vulnerabilidad por cargas gravitatorias y sísmicas de una estructura aporticada de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura, durante las etapas constructivas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO.

En este capítulo se presentan los fundamentos teóricos, conceptuales y procedimentales para la comprensión del presente trabajo: antecedentes, sistema estructural aporticado, elementos estructurales, materiales usados en la construcción de una estructura de concreto armado, etapas constructivas, vulnerabilidad por cargas verticales, vulnerabilidad sísmica, daño y riesgo sísmico, estructuras regulares y simétricas, software de análisis estructural SAP2000, recomendaciones para las etapas constructivas según norma venezolana.

II. 1. Antecedentes.

Básicamente, la escasez de publicaciones sobre las cargas de construcción activas en estructuras de concreto armado junto con la relevancia del tema, dada la celeridad de la construcción en los tiempos actuales, justifican la presente investigación.

La revisión bibliográfica sobre las cargas de construcción secuencial apareció casi nula en publicaciones nacionales. Además, estos documentos no tratan el tema con la objetividad que se requiere.

Dado que las investigaciones desarrolladas en el exterior fueron elaboradas en su gran mayoría en los Estados Unidos, están dirigidas a sistemas estructurales de pórticos, proceso usual en ese país y no son propuestas eficaces para el análisis de las acciones de construcción para el uso práctico. En este sentido muchos trabajos internacionales que todavía se usan en los procedimientos tradicionales fueron desarrollados en la década de los 60, ejemplo de ello es el método simplificado de GRUNDY & KABAILA (1963) para evaluar la distribución de las cargas de construcción, este método de análisis que considero hipótesis simplificadoras, ha servido de base para la mayoría de las investigaciones realizadas posteriormente. A partir de entonces, se han desarrollado numerosos análisis teóricos para determinar la distribución de cargas de construcción y estudiar el grado de influencia de

diversos parámetros en ella. Además, se han efectuado diversas mediciones experimentales en los sitios de construcción con el fin de verificar la exactitud y utilidad de los diferentes métodos analíticos.

El método simplificado admite las siguientes hipótesis: Las cargas no dependen de la velocidad de construcción, no se considera la edad del concreto, la fundación se considera completamente rígida los factores de carga obtenidos deben ser mayorados (~ 10%) para tener en cuenta el peso propio de los encofrados y debe ser añadido la máxima carga de construcción obtenida por el piso, dicho valor corresponde a las siguientes cargas variables: peso de los trabajadores, los equipos, materiales, basureros e impacto causado por el lanzamiento del concreto

Posteriormente se pasó al I modelado a través del método de elementos finitos, autores como Péricles C. Stivaros, Noel J. Gardner, John A. Sbarounis y Wai-Fah Chen tienen estudios para el modelado a través del método de los elementos finitos considerando las cargas de construcción en pisos formados por porticos.

WAI-FAH CHEN (1985) desarrolló un modelo computacional en tres dimensiones (3D) para el análisis de las cargas de construcción, mejorando los estudios de GRUNDY & KABAILA (1963), aparentemente los primeros en desarrollar algo sobre el tema.

El mismo WAI-FAH CHEN (1991) mejoró su modelo considerando más parámetros y procedimientos constructivos, además de las cargas móviles variables.

Posteriormente, WAI-FAH CHEN (1992) desarrolló un nuevo modelo computacional en tres dimensiones (3D) con la intención de simular sistemas de puntales con cargas contrarias, teniendo en cuenta las acciones horizontales debido al viento.

Vale la pena mencionar que algunos escritores mencionados consideran, en sus trabajos, la distribución de las cargas de la construcción de una manera no muy rigurosa. De este modo, para analizar las etapas intermedias de la construcción se pueden adoptar varios modelos representativos. Sin embargo, para cada uno de esos modelos no se considera un análisis secuencial.

II. 2. Sistema Estructural.

Un sistema estructural debe distribuir dos tipos de cargas; *las cargas verticales o gravitacionales*, producto del peso propio de los elementos que forman el sistema estructural, así como de las cargas variables y de servicio que cargan constantemente sobre el sistema y el segundo tipo, *las cargas laterales* producto de las acciones sísmicas y de viento, entre otras. (Alonso, 2007).

Una estructura aporticada de concreto armado es un sistema estructural capaz de resistir cargas verticales y cargas laterales. Resiste cargas verticales a partir de diafragmas horizontales (losas macizas, losas nervadas en una o dos direcciones, otro tipo de losas que genere un plano rígido) y sistemas de entramado vertical (vigas de transferencia, columnas, y paredes, distribuyendo las cargas entre dichos elementos hasta la fundación de la estructura). La resistencia a cargas laterales es a través de las vigas y columnas, que actúan como marcos rígidos capaces de resistir los momentos a flexión causados por dichas cargas.

II. 3. Elementos estructurales de pórticos de concreto armado.

II. 3. 1. Columna.

Miembro estructural utilizado principalmente para soportar cargas axiales, acompañada o no de momentos flectores. (FONDONORMA 1753-2006).

Las cargas axiales soportadas por las columnas en una estructura aporticada de concreto armado son principalmente de compresión, aunque en presencia de un sismo pueden llegar a ser solicitadas a tracción. El momento flector que actúa sobre la columna es función, primordialmente, de la magnitud de la carga axial actuante.

Las columnas pueden ser de sección poligonal o circular.

II. 3 2. Viga.

Miembro estructural utilizado principalmente para resistir momento de flexión, momento de torsión y fuerza cortante. (FONDONORMA 1753-2006).

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior de la viga, respectivamente. Por

su parte los esfuerzos cortantes o punzonamiento se producen en las zonas de los apoyos, principalmente.

Las vigas son de sección poligonal.

II. 3. 3. Losa.

Elemento estructural, generalmente horizontal, capaz de transmitir las cargas que soporta, así como su propio peso, a los demás elementos de la estructura (vigas, columnas, muros). No solo se encarga de transmitir cargas verticales sino también horizontales, lo que contribuye a reducir la traslacionalidad del edificio y le aporta rigidez en el plano horizontal.

II. 3. 3. 1. Tipos de losa:

- Losa maciza: estructura monolítica de dimensiones que por su geometría y condiciones de apoyo está reforzada en una o dos direcciones.
- Losa nervada: estructura formada por un sistema de nervios paralelos, conectados por una loseta o losa maciza de pequeño espesor.
- Losa reticular: placa nervada con nervios en dos direcciones ortogonales separados a distancias normalizadas.

II. 4. Materiales usados en la construcción de una estructura de concreto armado.

II. 4. 1. Concreto reforzado.

Es el material de construcción que más se utiliza en las obras en todo el mundo, debido a su moldeabilidad y durabilidad. Este se ha reforzado con diferentes materiales a lo largo de la historia, con materiales como fibras vegetales, metálicas y plásticas, pero varias de ellas no han dado buenos resultados debido a la durabilidad. (Porrero 2004).

En la actualidad cuando se habla de concreto armado se refiere al que está formado por concreto y barras de acero, donde el concreto aporta la resistencia a compresión y el acero aporta la resistencia a la tracción debido a su elevada ductilidad, además de confinar el concreto en su interior para lograr un comportamiento más adecuado.

II. 4. 2. Concreto.

El concreto es una mezcla de cemento, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos, que dependiendo de las cantidades de cada uno de estos elementos con respecto al total de la mezcla, logra diferentes comportamientos tanto físicos como mecánicos.

Dependiendo de la combinación de los materiales y la obra, se pueden obtener diferentes tipo de concreto y por ende diferentes valores de resistencia a la compresión ($f'c$). El concreto se utiliza en elementos estructurales de edificaciones como columnas, vigas, losas, muros.

Además de los valores de resistencia a la compresión del concreto, es importante conocer su módulo de elasticidad y las deformaciones que este puede soportar ante un evento sísmico o alguna otra sollicitación antes de que ocurra su fractura.

II. 4. 2. 1. Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto o de mortero a carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado (Kg/cm^2). A una edad de 28 días se le designa con el símbolo $f'c$. Para determinar la resistencia a la compresión, se realizan pruebas a especímenes de mortero o de concreto.

En las siguientes gráficas se presentan los valores de resistencia a la compresión para diferentes tipos de concreto y el incremento de la resistencia en el tiempo:

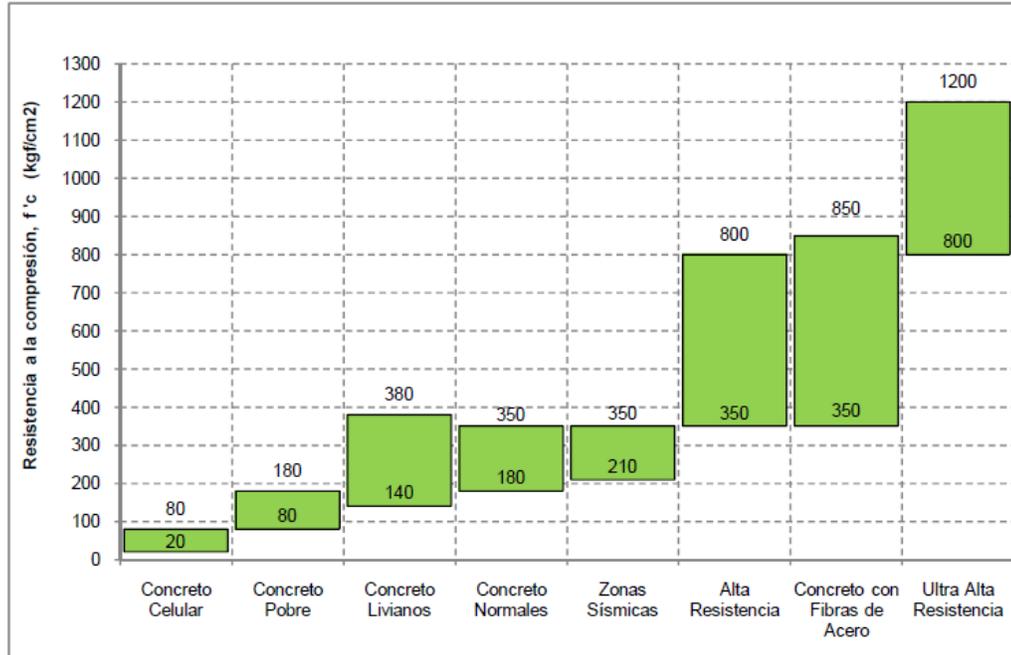


Figura I. 1. Rangos aproximados de resistencias a la compresión de diferentes tipos de concreto.

Fuente: Porrero et al, 2004.

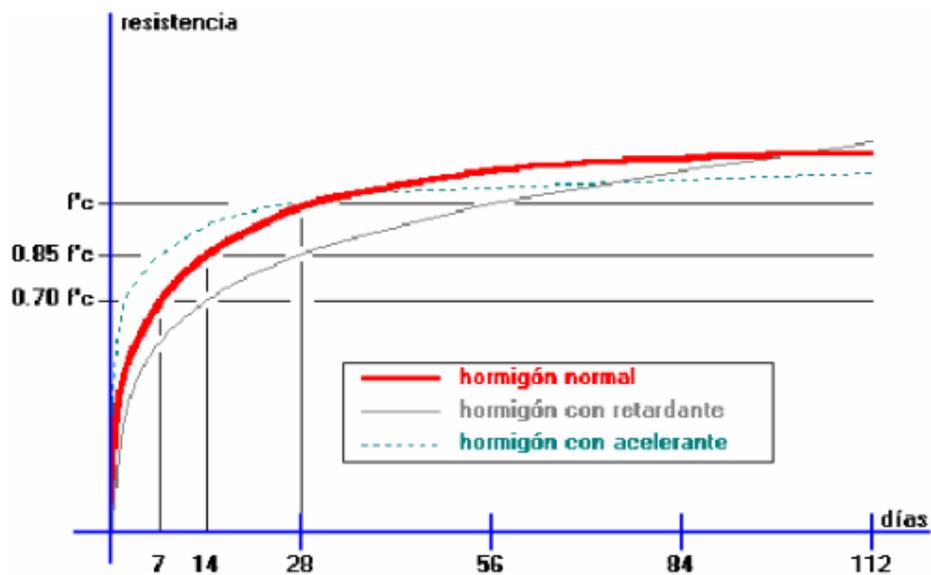


Figura I. 2. Curvas de incremento resistencia a la compresión en concretos.

Fuente: Marcelo Romo Proaño, 2008.

II. 4. 2. 2. Módulo de Elasticidad.

Es la relación entre la tensión aplicada (Δf) y la deformación unitaria resultante (ϵ) como se muestra en la Fórmula II.1. Esta posee las mismas unidades de la tensión aplicada (Kgf/cm²), ya que la deformación unitaria es adimensional (mm/mm).

$$E_c = \Delta f / \Delta \epsilon \quad \text{(Fórmula II. 1.)}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

Δf = Tensión aplicada.

ϵ = Deformación unitaria.

El parámetro que se utiliza generalmente para determinar la deformación del concreto es el módulo de elasticidad. (Porrero et al, 2004).

Algunas de las variables que modifican el módulo de elasticidad son:

- La velocidad de aplicación de la carga.
- El tipo de agregado de la mezcla.
- La humedad del sitio.

Esta variable depende directamente de la calidad de los agregados, relación agua-cemento y nivel de humedad para que desarrolle la resistencia a la compresión necesaria para la que fue diseñada, pero siempre existe un rango de posibles valores que puede adoptar.

II. 4. 3. Acero.

Es una aleación de hierro y carbono, mezclado en caliente, que puede contener pequeñas cantidades de otros elementos para variar sus propiedades mecánicas y físicas, así como también impurezas inherentes al proceso de fabricación. Es capaz de ser deformado plásticamente con cantidades de carbono mínimo de 0.008% y máximo de 2.0%.

El acero utilizado en el concreto armado se denomina acero de refuerzo, el cual tiene forma de barras. En Venezuela tienen el nombre de cabillas y se producen en la actualidad con una resistencia cedente (F_y) de 4200 kgf/cm². El módulo de elasticidad del acero es de 2.1×10^6 Kgf/cm². Estas barras de acero poseen en la superficie “resaltes” o “estrías” (como se conocen en Venezuela) para garantizar la adherencia entre el acero y concreto, necesaria para resistir las sollicitaciones sísmicas.

II. 5. Etapas constructivas.

Es la secuencia de pasos que se sigue para la construcción de una estructura. En el caso de una estructura de concreto armado esta secuencia comienza con la construcción de las primeras columnas, vigas y losas respectivamente; posteriormente se sigue el mismo procedimiento para el siguiente nivel.

Antes de iniciar una descripción de las etapas constructivas debemos conocer las siguientes herramientas necesarias para la construcción de los miembros estructurales.

II. 5. 1. Encofrado.

Es la estructura temporal que sirve para darle al concreto la forma definitiva. Su función principal es ofrecer la posibilidad al acero de refuerzo sea colocado en el sitio correcto, darle al concreto la forma y servirle de apoyo hasta que endurezca, está constituido por el molde y los puntales, que pueden ser metálicos o de madera. (Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Los Andes. 2010).

Los encofrados deben retirarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o condiciones de servicio de la estructura. La extracción de los mismos dependerá de todas las cargas de construcción y las posibles deflexiones. Las cargas de construcción pueden ser tan altas como las cargas vivas de diseño y que, a edades tempranas, una estructura de concreto puede ser capaz de resistir las cargas aplicadas pero puede deformarse lo suficiente como para causar un daño permanente en la estructura. Una vez iniciado el fraguado del concreto se pueden comenzar a retirar los encofrados laterales de la losa y posteriormente se pueden retirar algunos puntales.

Existen diferentes tipos de encofrados, ya sea por forma o por el material que lo compone, en la mayoría de los casos son reutilizables, se extraen y se colocan

nuevamente en otro sitio o pueden pasar a formar parte de la estructura después del vaciado. Principalmente son de madera pero también hay encofrados plásticos y metálicos.

Se presenta una breve descripción de las cargas que actúan en los encofrados dependiendo el tipo:

- **Peso del concreto:** en tanto el concreto no alcance las resistencias mínimas exigibles, los encofrados deben ser capaces de soportar el peso del concreto.
- **Cargas de construcción:** se refiere al peso de los trabajadores que participan en el llenado de los techos y al del equipo empleado en el vaciado. Para encofrados convencionales y vaciados con equipo normal se considera 200kg/m² y cuando se prevea vaciados con equipo mecánico motorizado ese valor se verá incrementado en un 50%.
- **Peso de los encofrados:** describe el peso propio del encofrado utilizado. En encofrados de madera el peso propio de los mismos tienen poca significación en relación al peso del concreto y cargas de construcción, sin embargo los metálicos deben tenerse en cuenta el peso que aportan.
- **Cargas diversas:** son las otras tipos de cargas que deben ser previstas y controladas, como las generadas por excesivas concentraciones de concreto en áreas relativamente pequeñas de los encofrados, por el arranque y parada de motores de máquinas, incluso la acción del viento que puede alcanzar una considerable fuerza.
- **Presión del concreto fresco:** se refiere a la presión que ejerce el concreto en el momento que es vaciado y que en ese momento su consistencia es una masa plástica que se va endureciendo a medida que transcurre el tiempo. Al inicio el vaciado la presión aumenta proporcionalmente con la altura que va alcanzando el concreto dentro del encofrado, pero finalmente cuando alcanza cierta altura su valor permanecerá constante.

II. 5. 1. 1. Los tableros de madera.

Una ventaja de estos tipos de encofrados es que pueden ser cortados para obtener la forma deseada, sin embargo puede generar desperdicios de material, por ende deberán ser suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.

Para garantizar la vida útil de los encofrados se deben limpiar retirando el concreto adherido inmediatamente después del desencofrado, retirar todos los dispositivos flojos (clavos, tornillos, pasadores, abrazaderas, alambres, entre otras), no almacenar a la intemperie, al sol y agua, pintar periódicamente con pinturas resistentes al agua, no someter a cargas y esfuerzos excesivos.

II. 5. 1. 2. Los encofrados metálicos.

Estos encofrados presentan un desgaste mínimo con un manejo adecuado. Al igual que los de madera deben ser tratados de manera especial; limpiar luego de usarse, pintar protegiéndose periódicamente con pintura anticorrosiva, proteger de los rayos del sol y la lluvia almacenándolos en sitios cubiertos y secos.

II. 5. 1. 3. Encofrados plásticos.

Son utilizados principalmente para el vaciado de losas nervadas y reticulares, debido que son fáciles de manipular y colocar en sitio debido a su ligereza.

II. 5. 1. 4. Tiempos recomendados para el desencofrado.

Tabla II. 1. Tiempos recomendados para el desencofrado.

Tipo de elemento	Carga Actuante > Carga muerta	Carga Actuante > Carga muerta
	Tiempo Mínimo días	Tiempo Mínimo días
Vigas con luz libre:		
Menor de 3m	7	4
De 3 a 6m	14	7
Mayor a 6m	21	14
Losas y placas:		
Menor de 3m	4	3
De 3 a 6m	7	4
Mayor a 6m	14	7

Fuente: Porrero (2009)

II. 5. 2. Puntales.

Un puntal es un apoyo provisional que trabaja a compresión y que se utiliza normalmente como soporte vertical temporal en las obras de construcción o para realizar funciones similares como evitar derrumbes en estructuras inestables. Así mismo se debe garantizar que los puntales queden firmemente anclados al encofrado y al piso inferior para evitar desplazamientos de los mismos antes, durante o después del vaciado.

Son los elementos que le proporcionan soporte al encofrado hasta que el concreto fragüe y la estructura sea capaz de resistir las cargas debidas a su propio peso. Pueden ser de madera y metálicos, estos últimos tienen la ventaja de ser extensibles de manera que se pueden adaptar a las distintas alturas de entrepiso que pudieran tener las edificaciones. Los de madera simplemente son cercos que se cortan a la longitud deseada, en ocasiones se necesita completar la altura con pequeños tacos de madera. (Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Los Andes. 2010).

Los principales riesgos asociados al empleo de puntales son los siguientes: derrumbe de la estructura superior, caída de puntales sobre personas y/o bienes en las operaciones de elevación, carga y descarga, caída de puntales sobre personas y/o bienes en las operaciones de almacenamiento, golpes por objetos durante el montaje o desmontaje del puntal, atrapamiento de las manos en la descarga del puntal, lesiones y cortes en las manos con la tuerca del puntal, sobre esfuerzos en la manipulación manual de los puntales.

El desapuntalamiento se debe ir haciendo en forma progresiva a medida que van pasando los días, hasta que se puedan retirar todos los puntales y el encofrado.

II. 5. 3. Proceso constructivo de columna de concreto armado.

El proceso constructivo de una columna es más sencillo que el de losa y no requiere de apuntalamiento. Se presentan a continuación los pasos y procedimientos a seguir:

- Preparación de los materiales, herramientas y maquinaria
- Colocación del acero de refuerzo longitudinal
- Colocación del acero de refuerzo transversal (ligaduras o zunchos)
- Encofrado
- Vaciado
- Desencofrado

II. 5. 4. Proceso constructivo de viga de concreto armado.

El proceso constructivo de una viga es similar al de la losa y se presenta en los siguientes pasos:

- Preparación de los materiales, herramientas y maquinaria

- Apuntalamiento y encofrado
- Colocación de acero de refuerzo inferior
- Colocación del acero de refuerzo superior
- Colocación del acero de refuerzo transversal (estribos)
- Vaciado
- Curado del concreto
- Desapuntalamiento y desencofrado

II. 5. 5. Proceso constructivo de losa de concreto armado.

Las losas se consideran como uno de los elementos estructurales más delicados en la construcción de edificaciones, ya que una colocación incorrecta del acero de refuerzo puede llevarla al colapso sin la ocurrencia de un sismo o alguna otra carga de tipo accidental. Cada paso que se realice durante el proceso constructivo será determinante en el futuro comportamiento de la losa, y su correcta realización va a garantizar que el desempeño de la misma sea el esperado para el cual se diseñó. Es importante que en el proceso constructivo de la losa se sigan las especificaciones técnicas que contempla la “Norma COVENIN 1753, capítulo 6” para tal fin.

Siempre se debe seguir las indicaciones y especificaciones que da el ingeniero calculista en los planos estructurales, de manera que una vez finalizada la obra se hayan alcanzado las características deseadas, como la capacidad portante, solidez, aislamiento térmico y acústico, resistencia al fuego, resistencia ante sacudidas sísmicas, entre otras.

A continuación se presentan los pasos que se deben realizar en el proceso constructivo de las losas:

- Preparación del sitio de la obra
- Preparación de los materiales, herramientas y maquinaria
- Apuntalamiento y encofrado
- Colocación de acero de refuerzo inferior
- Colocación de las tuberías y conductos para instalaciones eléctricas e hidrosanitarias
- Colocación del acero de refuerzo superior
- Vaciado
- Curado del concreto

- Desapuntamiento y desencofrado.

II. 6. Vulnerabilidad por cargas verticales.

Es la posibilidad a sufrir daños que puede llegar tener una estructura bajo cargas verticales o gravitacionales. Estas cargas verticales son producto del peso propio de los elementos que forman el sistema estructural, así como de las cargas variables y de servicio que cargan constantemente sobre el sistema.

II. 7. Vulnerabilidad sísmica.

Se define como la posibilidad a sufrir daños que tiene una estructura en el caso de ser sometida a la acción de un sismo. Generalmente, cuando se habla de vulnerabilidad se hace referencia a las estructuras, debido a que éstas transmiten los efectos del sismo a todos los demás elementos. La vulnerabilidad es propia de cada estructura y es independiente de la peligrosidad del lugar. Esto significa que una estructura puede ser vulnerable y no estar en riesgo porque está ubicada en una zona sin peligrosidad sísmica.

La vulnerabilidad de los edificios depende de las características del diseño y construcción, calidad de los materiales, edad, altura, entre otras. Los estudios de vulnerabilidad no sólo se realizan en edificios de vivienda, sino que se realizan también en puentes, carreteras, instalaciones industriales, redes de distribución de gas, redes eléctricas.

II. 7. 1. Caracterización de la vulnerabilidad sísmica.

Son las distintas formas de identificar una vulnerabilidad sísmica teniendo en cuenta la caracterización de los daños causados, la probabilidad de daño, el tipo de estructura, la intensidad del movimiento, el estado límite de daño nivel máximo permitido.

II. 7. 2. Amenaza sísmica.

Es la probabilidad de que se presente un sismo potencialmente adverso durante un cierto periodo de tiempo en un determinado lugar. Esto representa un factor externo al elemento en estudio y un peligro latente asociado al movimiento del terreno.

II. 7. 3. Acción sísmica.

Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje verticales. (NORMA COVENIN 1756-2001).

II. 8. Daño y riesgo sísmico.

II. 8. 1. Daño sísmico.

Es el daño asociado a cada una de los elementos que componen una estructura así como el impacto que este ocasiona en la población.

II. 8. 1. 1. Caracterización del daño sísmico.

Es la forma de clasificar los daños sísmicos que se presentan luego de haber ocurrido una acción sísmica, un ejemplo de estos son los estados de daño de las vigas, columnas, entre otras.

II. 8. 1. 2. Clasificación de los daños en estructura ante un sismo.

- Clase 1- Daños ligeros: Fisuras en los revestimientos, caída de pequeños trozos de revestimiento.
- Clase 2- Daños moderados: Fisuras en los elementos estructurales, caída de grandes trozos de revestimiento, caída de tejas, grietas en las chimeneas e incluso derrumbamientos parciales en las mismas.
- Clase 3- Daños graves: Grietas en los elementos estructurales, caída de otros elementos exteriores.
- Clase 4- Destrucción: Brechas en los elementos estructurales, derrumbamiento parcial, pérdida de enlace entre distintas partes de la estructura, destrucción de tabiques y tabique de cerramiento.
- Clase 5- Colapso: Ruina completa de la estructura.

II. 8. 2. Riesgo sísmico.

Es el grado de daño o pérdidas esperado ante la ocurrencia de un evento sísmico. (COVENIN, 2001). También puede definirse como la probabilidad de que en un determinado sitio y durante la acción de alguna amenaza natural se produzcan pérdidas de vidas, económicas y sociales que excedan ciertos niveles de daño preestablecidos

(Alonso, 2007). Para evaluar el riesgo sísmico de edificaciones o de una obra civil se puede realizar en función de la amenaza sísmica, su vulnerabilidad estructural y del costo o importancia de la misma. Al reducir alguna de las variables antes mencionadas, reduce el riesgo sísmico de la edificación, donde la reducción de la vulnerabilidad estructural es en la que se enfocan los ingenieros estructurales y arquitectos para lograr este objetivo.

II. 9. Estructura regular y simétrica.

Según la norma venezolana una estructura aporricada de concreto armado regular y simétrica es aquella que no presenta en alguna de sus direcciones principales ninguna de las siguientes características:

II. 9. 1. Irregularidades Verticales.

II. 9. 1. 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 la rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de la 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. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 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 entrepiso superiores. En la evaluación 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. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 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 el peso del nivel que los soporte. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 4. Aumento de las masas con la elevación.

La distribución de masa 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. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 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. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 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 algún porción significativa de la estructura.(COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 7. Discontinuidades en el plano del sistema resistente a cargas laterales.

De acuerdo con alguno de los siguientes casos:

- i) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base. (COVENIN 1756-2001).
- 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. (COVENIN 1756-2001).
- iii) El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre pisos consecutivo, supera 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 8. Falta de conexión entre miembros verticales.

Algunos de los miembros verticales, columna o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.(COVENIN 1756-2001).

II. 9. 1. 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. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 2. Irregularidades de planta.

II. 9. 2. 1. Gran excentricidad.

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del corte en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de planta.(COVENIN 1756-2001).

II. 9. 2. 2. Riesgo torsional elevado.

Si en algún un piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- i) El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r . (COVENIN 1756-2001).
- 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. (COVENIN 1756-2001).

II. 9. 2. 3. Sistema no ortogonal.

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelo a los ejes principales de dicho sistema.(COVENIN 1756-2001).

II. 9. 2. 4. Diafragma flexible.

- i) Cuando la rigidez en su plano sea menor a ala una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.(COVENIN 1756-2001).
- 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.(COVENIN 1756-2001).
- iii) Cuando las planta presentes un área total de abertura internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de la planta.(COVENIN 1756-2001).
 - iv) Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismoresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.(COVENIN 1756-2001).
 - v) Cuando en algunas de la planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.(COVENIN 1756-2001).

II. 10. Software de análisis estructural SAP2000.

SAP2000 es un programa de análisis y diseño de sistemas de edificaciones que desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo, el cual determina a través del método de elementos finitos la respuesta en términos de fuerzas, esfuerzos y deformadas en lo elementos de áreas y sólidos. SAP2000 posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño estructural, todos integrados usando una base de datos común.

II. 11. Recomendaciones para la ejecución de un proyecto estructural en las etapas constructivas según la norma venezolana COVENIN MINDUR 2002-88.

CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

De acuerdo con el Artículo 3.6 se deberán tomar en cuenta las cargas de construcción según se defina o no en el proyecto un procedimiento constructivo. Se deberá considerar la resistencia de los materiales y la estabilidad de los miembros en el momento de aplicación de las cargas de construcción.(COVENIN MINDUR2002-88).

5.5.1 Cuando exista un procedimiento constructivo establecido en el proyecto de la estructura, se tomar n en cuenta las cargas inherentes al sistema empleado.(COVENIN MINDUR 2002-88).

5.5.2 Cuando en el proyecto no se establezca un procedimiento constructivo, se utilizarán procedimientos constructivos que no excedan las cargas establecidas en el proyecto.(COVENIN MINDUR2002-88).

5.5.3 Cuando la obra se ejecute por etapas, como en la construcción mixta, en los planos del proyecto se indicará en el mismo, todo y la secuencia de construcción.(COVENIN MINDUR2002-88).

5.5.4 Para las cargas que no sean inherentes al proceso constructivo, como las debidas al almacenamiento temporal de materiales o equipos, el Profesional Responsable de la obra tomará las precauciones necesarias en cada caso para no exceder las acciones establecidas en el proyecto. (COVENIN MINDUR2002-88).

CAPÍTULO III

MÉTODO.

III. 1. Etapas y Desarrollo de la investigación.

Para el desarrollo del trabajo se seguirán ciertos pasos, que comienzan con la recolección de la información sobre las normas de construcción en Venezuela (COVENIN 1753-2006 y FONDONORMA 1756-2001) y la caracterización de las etapas constructivas de estructuras aporticadas de concreto armado, así como la recopilación de información del manejo y uso del software de análisis estructural SAP 2000 para el modelamiento de una estructura aporticada de concreto armado, regular y simétrica, de mediana altura, considerando las etapas constructivas.

En esta sección se describe la metodología a utilizar para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de estructuras aporticadas de concreto armado, regulares y simétricas, de mediana altura, en las etapas constructivas.

Para cumplir los objetivos propuestos se dividirá el desarrollo del trabajo en seis (6) etapas, las cuales se describe a continuación:

La primera etapa será seleccionar las condiciones del concreto con el que se trabajará, así como el sistema estructural y el número de pisos del modelo a estudiar.

La segunda etapa consistirá en seleccionar y revisar la información y criterios de diseño contenidos en las normas de construcción venezolana, para así modelar una estructura sismoresistente.

La tercera etapa consistirá en modelar una estructura aporticada de concreto armado, regular y simétrica, de mediana altura, utilizando un programa de análisis estructural (SAP 2000), en función de la información antes recabada.

La cuarta etapa se verificará el cumplimiento del diseño de la estructura modelada con las normas FONDONORMA 1753-2006 y COVENIN 1756-2001, con el fin de tener una estructura sismoresistente.

La quinta etapa se fundamentará en la caracterización de las etapas constructivas de la estructura modelada, tomando en cuenta la secuencia cronológica de las mismas.

La sexta etapa consistirá en modelar las etapas constructivas en la estructura, utilizando el programa de análisis estructural antes mencionado.

Un resumen de las siete (6) etapas se presenta a continuación:

1. Selección de las condiciones del material y tipo de estructura a ser estudiada.
2. Revisión y selección de la información y criterios de diseño de las normas venezolanas, para el modelo a estudiar.
3. Modelamiento de la estructura a estudiar mediante un programa de análisis estructural.
4. Revisión del diseño sismoresistente de la estructura modelada.
5. Caracterización de las etapas constructivas de la estructura.
6. Modelamiento de las etapas constructivas.

La metodología anteriormente descrita, se muestra en forma más detallada en las siguientes secciones.

III. 1. 1. Etapa 1: Selección de las condiciones del material y tipo de estructura a ser estudiada.

Se estudió una edificación de concreto armado con un sistema estructural de tipo aporticado o sistemas de pórticos resistentes a momentos; sistemas formados por marcos rígidos (vigas y columnas) capaces de resistir los momentos a flexión causados por las cargas laterales así como las fuerzas gravitacionales. Estas dos características fueron establecidas por ser el material de construcción y tipo de sistema estructural más utilizado en la mayoría de las obras civiles del país.

La estructura a estudiar consta de doce niveles (12), y considerando como ejemplo las edificaciones multifamiliares construidas o que se encuentran en construcción en Venezuela, caracterizadas en su mayoría por edificaciones de mediana altura.

El tipo de materiales usados en la estructura antes mencionada, así como las condiciones de los mismos (resistencia admisible, módulo de elasticidad, peso unitario) se presentan en la tabla siguiente:

Tabla III. 1. Tipo y condiciones de diseño del material usado en la estructura de estudio.

CONCRETO ARMADO		
CONCRETO	$f'c$ [Kg/cm ²]	250
	E_c [Kg/cm ²]	238752
	γ [Kg/m ³]	2400
ACERO	f_y [Kg/cm ²]	4200
	E_s [Kg/cm ²]	2100000

Fuente: Elaboración propia.

Con base en las premisas anteriores, se generó un modelo de edificio de concreto armado, con sistema estructural tipo aporticado, de doce niveles.

III. 1. 2. Etapa 2: Revisión y selección de la información y criterios de diseño de las normas venezolanas, para el modelo a estudiar.

Con la finalidad de organizar la recopilación y la selección de la información de diseño del modelo estructural estudiado, se dividió esta etapa en tres partes:

III. 1. 2. 1. Configuración geométrica.

La configuración geométrica utilizada para el modelo se indica en los planos y descripción del edificio. Ver Anexo A.

Los valores utilizados para la configuración estructural del modelo estudiado, como número de pórticos en el eje X, número de pórticos en el eje Y, distancia entre estos y

altura de entresijos, se presentan en la Tabla III.2. Donde la dirección en la orientación X y la dirección en la dirección Y son iguales.

Tabla III. 2. Configuración geométrica utilizada para el modelo estudiado.

Descripción	Modelo Estudiado
Número de pórticos en el eje X	5
Luz entre cada pórtico en el eje X [m]	5
Longitud total en X [m]	20
Número de pórticos en el eje Y	5
Luz entre cada pórtico en el eje Y [m]	5
Longitud total en X [m]	20
Número de pisos	12
Altura de entresijos [m]	3,00
Altura total del edificio [m]	36
Presencia de volados	No

Fuente: Elaboración propia.

III. 1. 2. 2. Dimensiones de las secciones tipo.

Las dimensiones de las columnas y vigas consideradas fueron los resultantes del diseño simplificado utilizando las especificaciones de las normas FONDONORMA 1753-2006 y COVENIN 1756-2001.

Las dimensiones y tipo de losa utilizadas en el modelo fueron losas nervadas armadas en una dirección, con un espesor de 35 cm.

Se consideraron dos núcleos iguales, tanto para ascensores como para escaleras, ubicados entre los pórticos 2-3/C-D y 3-4/C-D respectivamente. Ver Anexo A. En dicha ubicación se usaron losas nervadas armadas en la dirección más corta, con un espesor de 35cm.

En cuanto a la mampostería colocada, se consideró la utilización de bloques de concreto de 15 cm de espesor.

Los valores de las secciones de columnas, vigas en ambas direcciones, tipoy espesores de losas, así como espesor de la mampostería para el modelo se muestran en

la Tabla III.3. Donde la dirección del edificio en la orientación X y la dirección en la dirección Y son iguales.

Tabla III. 3. Configuración geométrica utilizada para el modelo estudiado.

Descripción	Pisos											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Columnas (X _[cm] x Y _[cm])	70x70			60x60			50x50			40x40		
Vigas X (b _[cm] x h _[cm])	40 x 70											
Vigas Y (b _[cm] x h _[cm])	40 x 60											
Losa de entrepiso y techo, espesor [cm]	35											
Tipo de losa	Nervada en una dirección											
Mampostería, espesor [cm]	15											

b= es la base la viga; h= Altura de la Viga. Fuente: Elaboración propia.

III. 1. 2. 3. Cargas gravitacionales.

Las losas de entrepiso y techo se cargaron con tres tipos de cargas orientadas en la dirección de la gravedad.

El primer tipo de cargas gravitacionales son las cargas permanentes que fueron obtenidas por el peso propio de los elementos estructurales y se abrevió como CP donde entra el peso propio de la losa de entre piso y techo que se colocó de forma distribuida.

El segundo tipo de cargas gravitacionales son las sobrecargas permanentes. Este tipo se subdividió entre las que van distribuidas en la losa de entre piso, a las que se denominarán como SCP, y las que van sobre la losa de techo, SCPt. Este tipo de cargas gravitacionales son las cargas por acabado superior e inferior de las losas de entrepiso y de techo, la carga por tabiquería y por revestimiento de techos.

El tercer tipo de cargas gravitacionales son las cargas variables, que se colocaron de forma distribuida, en la losa de entrepiso, CV y en la losa de techo CVt.

Estas se muestran en la Tabla III.4.

Tabla III. 4. Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.

Tipo de carga gravitacional	Código
Carga Permanente	CP
Sobrecarga Permanente	SCP
Sobrecarga Permanente de techo	SCPt
Carga Variable	CV
Carga Variable de techo	SCVt

Fuente: Elaboración propia.

La descripción de las cargas utilizadas para el modelo estudiado según el tipo de carga aplicada se muestra en la Tabla III.5.

Tabla III. 5. Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado.

Tipo de carga	Descripción	[Kgf/m ²]
CP	Losa nervada en una dirección (h=35cm)	415
SCP	Acabado superior	30
SCP ó SCPt	Acabado inferior	30
SCPt	Techo frisado y manto asfáltico de 5mm de espesor	36
SCP	Tabiquería (Bloques de arcilla, e=15cm, con friso)	230
CV	Uso Residencial	175
CVt	Techo con pendiente menor o igual al 15%	100

Fuente: Elaboración propia, Valores tomados de la norma 2002 (COVENIN, 1988).

Las cargas gravitacionales son distribuidas sobre las losas de entre piso y losa de techo de los modelos estudiados. La combinación de las diferentes descripciones define el valor total de carga que será distribuido sobre las losas antes mencionadas, para un mismo tipo de carga gravitacional.

La combinación de las cargas gravitacionales para el modelo estudiado según el tipo de carga, se presenta en la Tabla III.6.

Tabla III. 6. Cargas gravitacionales por piso utilizadas para el modelo estudiado.

Carga Gravitacional [Kgf/m²]	Modelo Estudiado
Peso Propio (CP) [Todos los pisos]	415
Sobrecarga Permanente (SCP) [Menos en techo]	290
Sobrecarga Permanente (SCPt) [Solo en techo]	66
Carga Variable (CV) [Menos en techo]	175
Carga Variable (CVt) [Solo en techo]	100

Fuente: Elaboración propia.

III. 1. 2. 4. Factores de definición de la masa mediante las cargas aplicadas.

Estos son los factores que definieron la masa total del edificio, determinada en función de las cargas aplicadas (peso propio, sobrecargas permanentes y cargas variables).

Durante un sismo se considera un veinticinco por ciento 50% de la carga variable para edificaciones tipo residencial y un 100% de las cargas permanentes de acuerdo a la norma 1756 (COVENIN, 2001). Las cargas permanentes es la suma de la carga por peso propio y ambos casos de sobrecarga permanente, SCP*(sobrecarga permanente de entre piso, SCP, y sobrecarga permanente de techo SCPt). Para el caso de la carga variable de techo, por norma es de cero por ciento (0%) para techos no accesibles; sin embargo, para este trabajo se consideraron techos accesibles y visitables, utilizando así un factor igual a la carga variable de techo de veinticinco por ciento (25%).

Estos valores se presentan en la Tabla III.7.

Tabla III. 7. Factores de definición de la masa utilizados para el modelo estudiado.

Factores de definición de la masa	Modelo Estudiado
Carga Permanente (CP)	1
Sobrecarga Permanente (SCP*)	1
Carga Variable (CV)	0,50
Carga Variable de techo (CVt)	0,25

Fuente: Elaboración propia.

III. 1. 2. 5. Acción sísmica.

El espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, se determinó como se especifica en el capítulo 7 de la norma 1756 (COVENIN,2001). Para ello se elaboró una hoja de cálculo permitiendo obtener los espectros. Ver Anexo B.

Para el caso del diseño simplificado del modelo, se partió de la hipótesis que este se localiza en la zona de la Ciudad de Caracas, correspondiente a una zona sísmica 5 para una aceleración horizontal de 0.30g, como lo establece la norma 1756 (COVENIN, 2001). Ver Figura III.1.

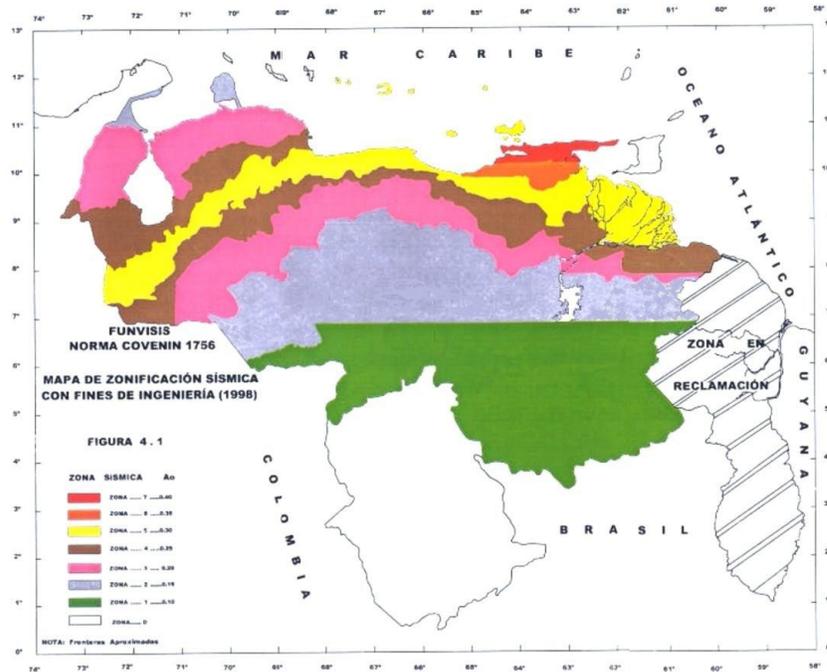


Figura III. 1. Mapa de Zonificación Sísmica.

Fuente: COVENIN 1756-2001.

En cuanto al tipo de suelo, se consideró que el modelo está localizado en un suelo promedio tipo dos (S2), con un coeficiente de corrección de la aceleración horizontal del terreno (ϕ) de 0.90.

Para los valores del factor reducción de respuesta (R), por tener un nivel de diseño tres (ND3 – Grupo B2) y según la tipología de la estructura (tipo1, para pórticos de concreto reforzado), se establece un factor R de 6.00 como lo indica la tabla 6.4 de la norma 1756 (COVENIN, 2001).

Los parámetros antes mencionados para definir el espectro sísmico del modelo se presentan en la Tabla III.8.

Tabla III. 8. Parámetros para definir el espectro de demanda sísmica del modelo estudiado.

Descripción	Modelo Estudiado
Zona sísmica de referencia	5
Grupo	B2
Tipo de Suelo	S2
Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (φ)	0,90
Factor de reducción de respuesta (R)	6,00

Fuente: Elaboración propia.

III. 1. 2. 6. Acero de refuerzo.

Se colocó una distribución de aceros longitudinales para cada sección de columnas siguiendo los criterios de la norma 1753 (FONDONORMA 2006), específicamente en el capítulo 18, donde se tomaron valores entre 0,02 y 0,04 de cuantía geométrica. Dichos aceros se colocan como valores de entrada para el modelamiento de la estructura.

Tabla III. 9. Acero longitudinal colocado en columnas para el pre diseño.

Acero longitudinal colocado en columnas		Área acero (cm ²)	Sección (X[cm] x Y[cm])
Dirección X	Dirección Y		
10 ϕ 1"	10 ϕ 1"	183.48	70x70
8 ϕ 1"	8 ϕ 1"	142.70	60x60
6 ϕ 1"	6 ϕ 1"	101.94	50x50
4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	61.16	40x40

Fuente: Elaboración propia.

Todas las características mencionadas en esta etapa, para el modelo estudiado, se resumen en la Tabla III.10.

Tabla III. 10. Resumen de las características de los modelos estudiados.

Descripción	Modelo Estudiado											
Número de pórticos en el eje X	5											
Luz entre cada pórtico en el eje X [m]	5											
Longitud total en X [m]	20											
Número de pórticos en el eje Y	5											
Luz entre cada pórtico en el eje Y [m]	5											
Longitud total en X [m]	20											
Número de pisos	12											
Altura de entrepisos [m]	3											
Altura total del edificio [m]	36											
Presencia de volados	No											
Descripción	Pisos											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Columnas (X _[cm] x Y _[cm])	70x70			60x60			50x50			40x40		
Vigas X (b _[cm] x h _[cm])	40 x 70											
Vigas Y (b _[cm] x h _[cm])	40 x 60											
Losa de entrepiso y techo, espesor [cm]	35											
Tipo de losa	Nervada en una dirección											
Mampostería, espesor [cm]	15											
Carga Gravitacional [Kgf/m²]	Modelo Estudiado											
Peso Propio (CP) [Todos los pisos]	415											
Sobrecarga Permanente (SCP) [Menos en techo]	290											
Sobrecarga Permanente (SCPt) [Solo en techo]	66											
Carga Variable (CV) [Menos en techo]	175											
Carga Variable (CVt) [Solo en techo]	100											
Factores de definición de la masa	Modelo Estudiado											
Carga Permanente (CP)	1											
Sobrecarga Permanente (SCP*)	0,25											
Carga Variable (CV)	0,50											
Carga Variable de techo (CVt)	0,25											
Descripción	Modelo Estudiado											
Zona sísmica de referencia	5											
Grupo	B2											
Tipo de Suelo	S2											
Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (φ)	0,90											
Factor de reducción de respuesta (R)	6,00											

Fuente: Elaboración propia.

III. 1. 3. Etapa 3: Modelamiento de la estructura a estudiar mediante un programa de análisis estructural.

Se fundamentó en la información obtenida en la etapa antes expuesta. Con esta información se modeló una estructura utilizando el programa de análisis estructural SAP2000 (CSI, 2009). La metodología para generar el modelo se presenta a continuación.

III. 1. 3. 1. Configuración geométrica.

Se establecieron las líneas de referencia, tomando en cuenta los parámetros de la configuración geométrica como: número de pórticos en el eje X y Y, luces entre los pórticos del eje X y Y, número de pisos y altura de entrepisos, de cada modelo, de acuerdo a la Tabla III.2.

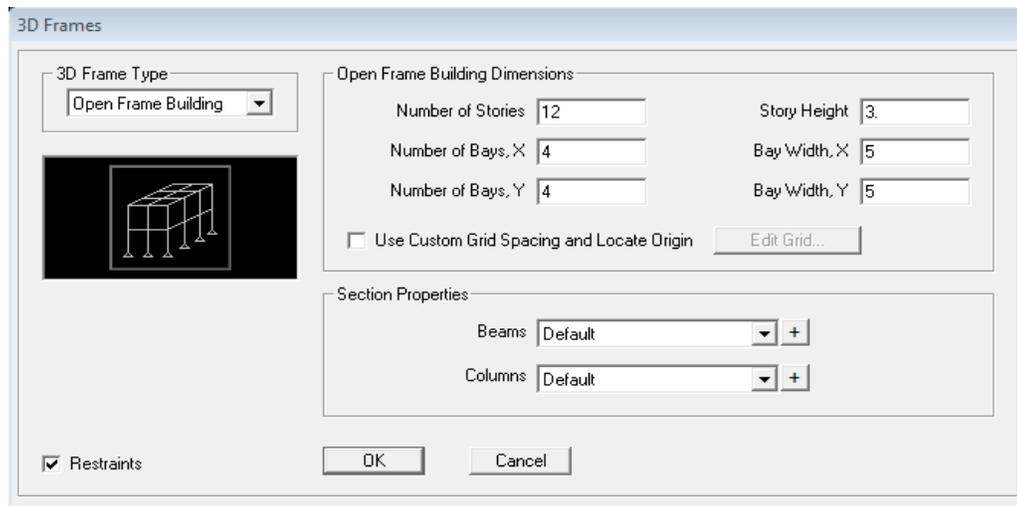


Figura III. 2. Definición de la configuración geométrica, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 3. 2. Definición de materiales.

Para las vigas, columnas y la mampostería, se definieron las propiedades mecánicas de los materiales estructurales, los indicados en la Tabla III.1., para el modelo estudiado.

Para la introducción de datos, en la Figura III.3. se muestra un ejemplo para un concreto con resistencia a compresión (f'_c) de 250 kgf/cm², el módulo de elasticidad de 238752 kgf/cm² y un peso por unidad de volumen de 2.400 kgf/m³.

Para el caso del concreto de losas de entrepiso y techo, se utilizaron las mismas propiedades mecánicas del concreto de vigas y columnas, sin considerar el peso por unidad de volumen de dichas losas, debido a que la carga por peso propio de la losa se le adicionó como un caso de carga gravitacional.

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	FC250
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.849E-03
Mass per Unit Volume	8.004E-06
Units	Kgf, cm, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	238752.
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	91827.69
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	250.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Figura III. 3. Definición del concreto, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

Para las barras de refuerzo se define un acero con resistencia a la cedencia (f_y) de 4200 kgf/cm², el módulo de elasticidad de 2100000 kgf/cm², como se muestra en la Figura III.4.

Figura III. 4. Definición del acero, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 3. 3. Definición de elementos estructurales.

Los elementos estructurales a modelar según su tipología fueron:

- Restricciones de base: se simuló como un empotramiento fijo.
- Columna: se utilizaron elementos de línea tipo Frame.
- Viga: se utilizaron elementos de línea tipo Frame.
- Losa de entrepiso y techo: se utilizaron elementos de área, tipo Membrana.

La tipología de los elementos estructurales antes descritos se resume en la Tabla III.11.

Tabla III. 11. Tipología de elementos estructurales a modelar.

Elemento estructural	Modelado como	Tipo
Restricciones de la base	Nodo	Empotramiento fijo
Columnas	Línea	Frame
Vigas	Línea	Frame
Losas	Área	Membrane

Fuente: Elaboración propia.

Una vez definidos la tipología de los elementos estructurales, se generan las secciones transversales de los mismos, considerando los valores de las dimensiones para cada modelo según la Tabla III.3. (*Dimensiones de las secciones utilizadas para el modelo estudiado*).

III. 1. 3. 4. Generación del modelo geométrico.

Se le asignan las secciones a los elementos estructurales, generando el modelo geométrico. Los nodos de la base se consideraron fijos. Para las losas de entrepiso y de techo, armadas en una dirección (la dirección corta) se asignaron diafragmas rígidos para cada piso.

III. 1. 3. 5. Espectro de demanda sísmica.

Los espectros de respuesta sísmica se introdujo al programa mediante un archivo de texto, obtenido con la hoja de cálculo (Ver Anexo B) basada en la norma 1756 (COVENIN, 2001). En la Figura III.5. se muestra la ventana donde se observa la función espectral, una vez introducida en el programa.

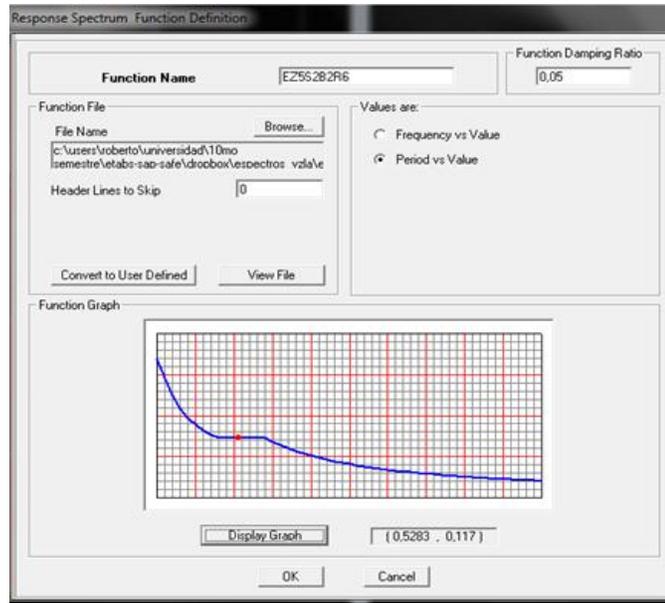


Figura III. 5. Ventana de la función espectral del sismo, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 3. 6. Cargas gravitacionales.

Se generan las cargas patrón según la Tabla III.6. (*Tipos de las cargas gravitacionales utilizadas para el modelo estudiado*), donde la sobrecarga permanente utilizada en el modelo fue la que se denominó como SCP* en la sección III.3.2.d. de este trabajo de investigación. La Figura III.6. muestra la ventana de los casos de carga asignados en el programa de análisis estructural.

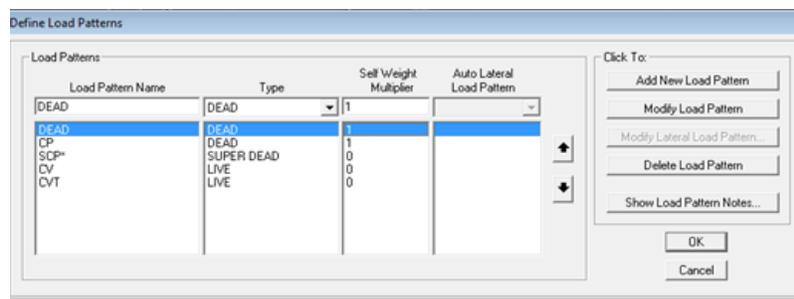


Figura III. 6. Ventana de los casos de carga del programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

En este paso se generaron igualmente, los casos espectrales en ambas direcciones (SX y SY) que simulan la acción sísmica. Se utilizó una combinación modal por el método CQC. La Figura III.7. muestra la configuración del caso SX.

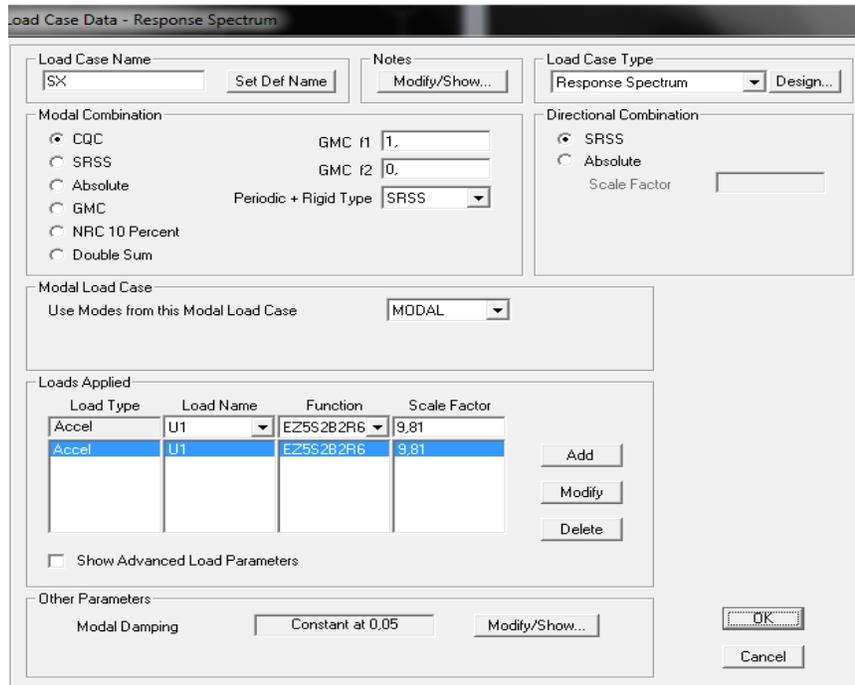


Figura III. 7. Ventana para definir el caso de carga espectral SX, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 3. 7. Asignación de cargas gravitacionales.

Se asignaron las cargas gravitacionales a las losas de entrepiso y de techo para el modelo de acuerdo a la Tabla III.6. (*Cargas gravitacionales por piso utilizadas para los modelos estudiados*). Dichas cargas se distribuyeron en una dirección, perpendiculares a los nervios.

III. 1. 3. 8. Fuente de masa.

La fuente de masa cierra el proceso de generación del modelo estructural utilizando el programa SAP2000. Aquí fueron definidos los factores de masa en función de las cargas aplicadas, utilizando los valores de la Tabla III.7. En la Figura III.8. se muestra la ventana donde se definen estos factores.

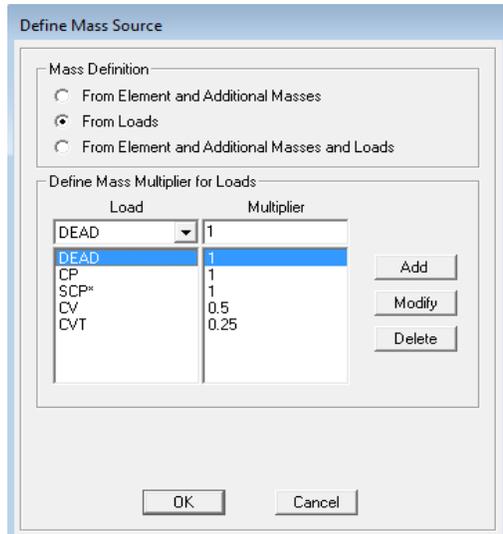


Figura III. 8. Ventana que define los factores para la masa, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 3. 9. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga que se aplicaron para el diseño del modelo estructural se tomaron de la norma 1753 (FONDONORMA, 2006), indicadas en la figura Figura III.9.

TABLA 9-3 COMBINACIONES DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	
$U = 1.4 (CP + CF)$	(9-1)
$U = 1.2 (CP +CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CV_1$	(9-2)
$U = 1.2 CP + 1.6 CV_1 + (\gamma CV \text{ ó } \pm 0.8 W)$	(9-3)
$U = 1.2 CP \pm 1.6 W + \gamma CV + 0.5 CV_1$	(9-4)
$U = 1.2 CP + \gamma CV \pm S$	(9-5)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 W$	(9-6)
$U = 0.9 CP \pm S$	(9-7)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 CE$	(9-8)
El factor de combinación de solicitaciones γ debidas a las acciones variables en las combinaciones (9-3) a (9-5) será 1,00, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a vivienda en que se tomará como 0,50.	
En las combinaciones (9-5) y (9-7), las solicitaciones sísmicas, S , se obtendrán según el Capítulo 8 de la Norma Venezolana 1756. El Artículo 8.6 de la mencionada Norma, permite calcular la acción sísmica, S , de manera simplificada, como la suma de: (i) las solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente e incluidos los efectos torsionales, S_H y (ii) las solicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical modelada como se indica a continuación:	
$S = S_H \pm (0.2 \alpha \phi \beta A_o) CP$	(9-9)

Figura III. 9. Combinaciones de solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente.

Fuente: Norma 1753 (FONDONORMA 2006)

Se usaron las combinaciones (9-5) y (9-6) de la norma 1753 (FONDONORMA 2006) referidas anteriormente en la Figura III.5., tomando en cuenta para el cálculo de las solicitaciones sísmicas el sismo en horizontal y vertical (9-9).

III. 1. 3. 10. Norma para el diseño en el SAP2000.

Se estableció como norma para el diseño del modelo estructural la ACI 318-02, ya que es la más similar a la norma venezolana FONDONORMA 1753-2006).

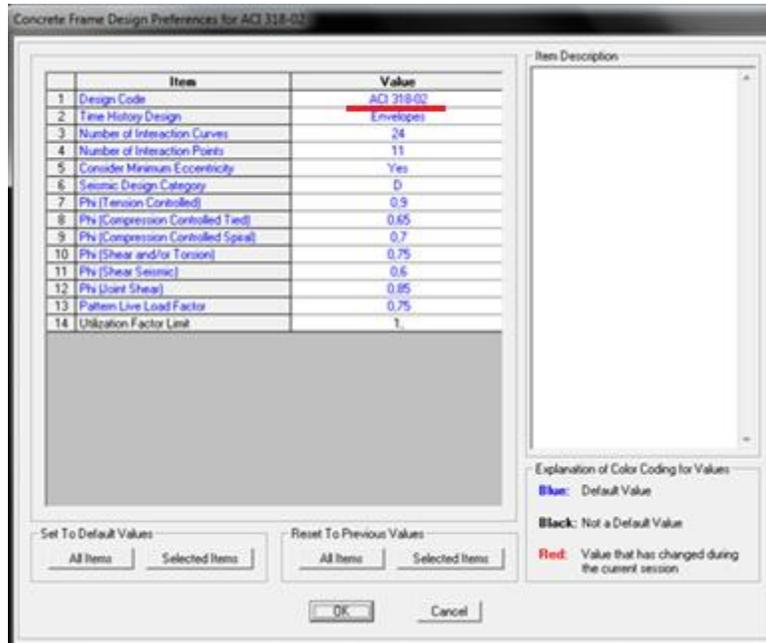


Figura III. 10. Definición de la norma de diseño, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

Los pasos antes descritos corresponden a la metodología a seguir con el programa SAP2000, a fin de generar el modelo estructural.

La Figura III.11. Muestra el modelo de la estructura modelada, con vista en 3D.

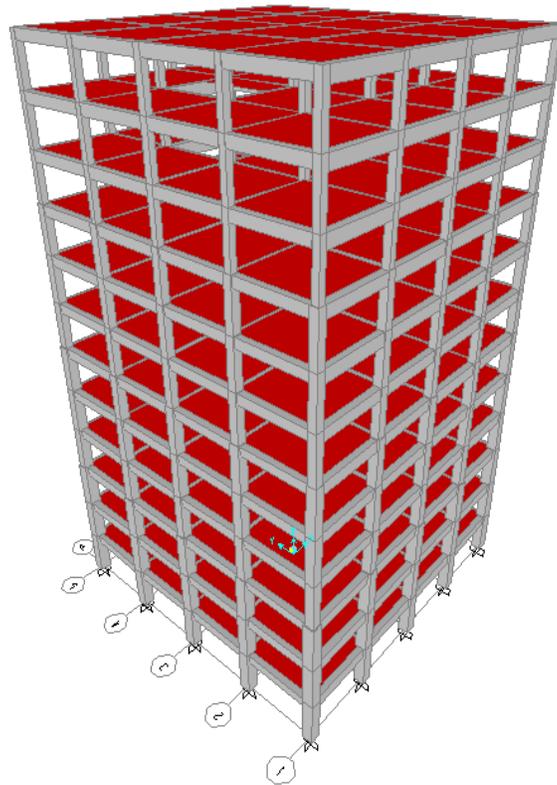


Figura III. 11. Vista 3D del modelo estructural.

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. Etapa 4: Revisión del diseño sismoresistente de la estructura modelada.

Esta etapa consistió en revisar el cumplimiento de la estructura con los criterios de diseño establecidos en los objetivos de este trabajo de investigación y por las normas venezolanas FONDONORMA 1753-2006 y COVENIN 1756-2001.

Los criterios revisados para cumplimiento de la estructura con los objetivos y las normas dichas anteriormente se presentan a continuación:

III. 1. 4. 1. Irregularidades verticales (COVENIN 1756-2001).

III. 1. 4. 1. 1. Entrepiso blando.

Para el modelo estructural estudiado la rigidez de ningún entrepiso es menor a 0.70 veces la del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los entrespisos.

Las rigideces de pórticos, rigideces de piso, centro de rigidez y los cálculos para determinar que no se presenta la irregularidad por entrepiso blando, se presentan en una hoja de cálculo. Ver Anexo C.

III. 1. 4. 1. 2. Entrepiso débil.

La cortante de piso o resistencia lateral de cada entrepiso es mayor a 0.70 veces la resistencia lateral del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los entrespisos superiores.

A partir de las cortantes de piso obtenidas del programa de análisis estructural (SAP 2000) se determinó en una hoja de cálculo que no se presenta la irregularidad de entrepiso débil. Ver Anexo D.

III. 1. 4. 1. 3. Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.

Con los pesos de cada nivel de la estructura, obtenidos del programa de análisis estructural (SAP 2000), se observa en la Tabla III.11. que la masa de ningún piso excede 1,3 veces la masa de algún piso contiguo, por lo cual no se presenta una distribución irregular de masa. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo.

III. 1. 4. 1. 4. Aumento de las masas con la elevación.

En la Tabla III.12. se aprecia como las masas de la estructura disminuyen con la altura, es decir, no hay irregularidad.

Tabla III. 12. Peso de la estructura y relación de masa de pisos contiguos.

Peso Edificio (Ton)			
Nivel	Por Nivel	Acumulado	Wi/Wi+1
12	386	0	-
11	479	865	-
10	479	1344	1.00
9	495	1840	1.03
8	495	2335	1.00
7	495	2831	1.00
6	515	3346	1.04
5	515	3861	1.00
4	515	4376	1.00
3	539	4915	1.05
2	539	5453	1.00
1	539	5992	1.00

Fuente: Elaboración propia.

III. 1. 4. 1. 5. Variaciones de la geometría del sistema estructural.

El sistema estructural estudiado presenta la misma geometría para cada uno de sus pisos, como se observa en la Figura III.11.

III. 1. 4. 1. 6. Esbeltez excesiva.

La estructura no presenta esbeltez excesiva, ya que el cociente de la altura de la estructura y la menor dimensión de la base (36m/20m) es igual a 1.8, el cual no excede el valor límite de 4.

III. 1. 4. 1. 7. Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.

En el sistema estructural todas las columnas son continuas, alineadas y no presentan una reducción de sección que exceda el veinte por ciento (20%) de la misma, por lo que no existe discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales. Dichas características se aprecian en los planos de detallado de columnas. Ver Anexo J

III. 1. 4. 1. 8. Falta de conexión de los miembros verticales.

Todas las columnas están conectadas al diafragma de los niveles contiguos, como se aprecia en la Figura III.11.

III. 1. 4. 1. 9. Efecto columna corta.

No se presenta efecto columna corta ya que se estudió el sistema estructural sin tomar en cuenta la distribución de paredes o elementos no estructurales.

III. 1. 4. 2. Irregularidades en planta (COVENIN 1756-2001).

III. 1. 4. 2. 1. Gran excentricidad.

En ningún nivel de la estructura 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.

Los centros de masa (obtenidos del programa de análisis estructural SAP 2000), centros cortantes, excentricidades, radios de giro torsional e inercial y los cálculos para determinar que no se presenta gran excentricidad, se presentan en una hoja de cálculo. Ver Anexo E.

III. 1. 4. 2. 2. Riesgo torsional elevado.

En la estructura no se presenta riesgo torsional elevado, ya que el radio de giro torsional tanto en dirección X como en dirección Y es superior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial. También la excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta es inferior a el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional en ambas direcciones (X y Y).

Los cálculos para determinar que no existe riesgo torsional elevado se presentan en una hoja de cálculo. Ver Anexo F.

III. 1. 4. 2. 3. Sistema no ortogonal.

Los planos del sistema estructural sismoresistente son paralelos a los ejes principales (X y Y), es decir, es un sistema ortogonal. Esto se puede observar en la Figura III.11.

III. 1. 4. 2. 4. Diafragma flexible.

En la estructura se tienen diafragmas flexibles; esto se afirma mediante las siguientes características de la estructura, las cuales se aprecian en los planos de detallado de losas Ver Anexo J:

- La menor longitud de las entrantes de la estructura (5m) es menor al cuarenta por ciento (40%) de la menor dimensión de la planta (20m).
- Las aberturas internas de la plantas, menos la planta de techo, presentan áreas de treinta metros cuadrados (30m²), lo cual no rebasa el veinte por ciento del área de planta (80m²).
- No se presentan aberturas prominentes adyacentes a planos sismoresistentes.
- El cociente de largo/ancho de las plantas (20m/20m) no supera el valor límite de cinco (5).

III. 1. 4. 3. Períodos y modos de vibración.

A continuación se presentan los dos primeros modos de vibración, los cuales se exige que sean traslacionales:

Modo 1: T= 1,31 segundos

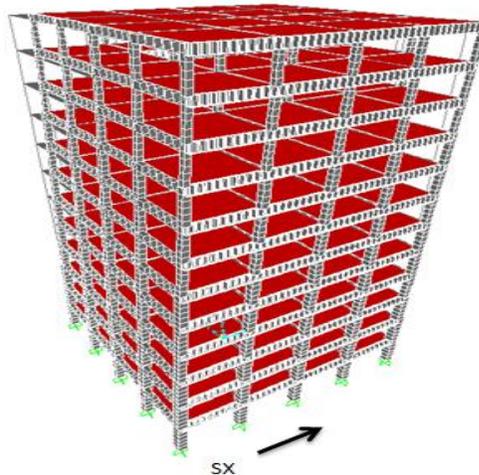


Figura III. 12. Primer modo de vibración del modelo, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

Modo 2: $T = 1,22$ segundos

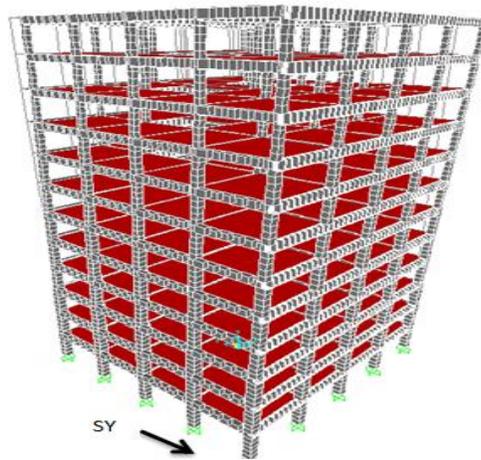


Figura III. 13. Primer modo de vibración del modelo, en el programa de análisis estructural.

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 4. Masa participativa.

De los treinta y seis (36) modos de vibración que se le asignaron a la estructura, tres (3) modos de vibración por nivel, se puede observar en la Tabla III.13. que se supera el 90% de la masa participativa para sismo en Y y sismo en X, criterio estipulado por la norma venezolana COVENIN 1756-2001.

Tabla III. 13. Porcentaje de masa participativa del modelo estructural estudiado.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,311481	3,671E-20	0,72	3,698E-09	3,671E-20	0,72	3,698E-09
2	1,215939	0,71	8,291E-20	2,387E-18	0,71	0,72	3,698E-09
3	1,102496	0,001623	4,44E-20	4,909E-18	0,71	0,72	3,698E-09
4	0,505199	8,7E-17	0,14	4,296E-09	0,71	0,86	7,994E-09
5	0,474808	0,14	6,745E-19	3,955E-18	0,85	0,86	7,994E-09
6	0,437359	0,0003863	7,899E-18	4,592E-18	0,85	0,86	7,994E-09
7	0,3006	2,741E-16	0,05234	4,606E-09	0,85	0,91	1,26E-08
8	0,282821	0,0549	7,435E-17	3,467E-17	0,91	0,91	1,26E-08
9	0,263435	0,0002203	9,688E-16	1,235E-16	0,91	0,91	1,26E-08
10	0,207965	8,917E-15	0,02668	2,775E-07	0,91	0,93	2,901E-07
11	0,19609	0,02612	4,589E-15	2,777E-16	0,93	0,93	2,901E-07
12	0,182524	0,00008059	9,546E-15	1,461E-18	0,93	0,93	2,901E-07
13	0,169655	2,336E-15	0,0165	0,00001249	0,93	0,95	0,00001278
14	0,161031	0,0185	9,557E-15	1,767E-13	0,95	0,95	0,00001278
15	0,157066	1,036E-16	0,000002685	0,64	0,95	0,95	0,64
16	0,14983	0,00006393	1,774E-13	6,033E-14	0,95	0,95	0,64
17	0,141848	2,379E-15	0,0008539	0,008858	0,95	0,95	0,64
18	0,140323	0,0002558	3,974E-16	4,496E-16	0,95	0,95	0,64
19	0,137195	5,915E-07	1,65E-15	3,555E-15	0,95	0,95	0,64
20	0,135254	1,076E-13	0,008033	0,0005023	0,95	0,96	0,65
21	0,130078	0,0001815	6,467E-14	3,448E-15	0,95	0,96	0,65
22	0,128606	0,007384	7,163E-16	4,53E-13	0,96	0,96	0,65
23	0,126298	0,00002632	1,451E-15	6,245E-13	0,96	0,96	0,65
24	0,122971	1,77E-13	0,000000993	0,05089	0,96	0,96	0,7
25	0,121253	7,16E-16	0,004799	0,0000285	0,96	0,96	0,7
26	0,120509	0,00003874	4,796E-14	1,877E-12	0,96	0,96	0,7
27	0,120058	0,00001628	1,603E-14	1,049E-12	0,96	0,96	0,7
28	0,116262	4,099E-14	6,84E-08	0,04461	0,96	0,96	0,74
29	0,115643	0,00522	6,574E-14	1,394E-13	0,96	0,96	0,74
30	0,110678	6,796E-07	1,937E-13	1,809E-12	0,96	0,96	0,74
31	0,110651	0,00002647	1,479E-13	2,991E-12	0,96	0,96	0,74
32	0,107784	0,00002061	4,957E-14	1,933E-11	0,96	0,96	0,74
33	0,107675	2,148E-12	0,0002512	0,00008406	0,96	0,96	0,74
34	0,105713	4,757E-13	0,00005109	2,607E-07	0,96	0,97	0,74
35	0,103332	1,777E-14	0,00984	0,00000451	0,96	0,97	0,74
36	0,100912	0,000001388	1,48E-13	1,671E-14	0,96	0,97	0,74

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 5. Corte basal.

Del modelo estructural realizado en el programa de análisis estructural (SAP 2000) se obtienen los cortes basales dinámicos (Vo) máximos, como se muestra en la Tabla III.14.

Tabla III. 14. Cortes dinámicos basales en ambas direcciones (X y Y).

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
COMB1	Combination	Max	399175.67	113122.53	7720286.84
COMB1	Combination	Min	-399175.67	-113122.53	7719089.2
COMB2	Combination	Max	399175.67	113122.53	7720286.84
COMB2	Combination	Min	-399175.67	-113122.53	7719089.2
COMB3	Combination	Max	119752.82	377074.84	7721681.65
COMB3	Combination	Min	-119752.82	-377074.84	7717694.38
COMB4	Combination	Max	119752.82	377074.84	7721681.65
COMB4	Combination	Min	-119752.82	-377074.84	7717694.38
COMB5	Combination	Max	399175.67	113122.53	10303244.92
COMB5	Combination	Min	-399175.67	-113122.53	10302047.28
COMB6	Combination	Max	399175.67	113122.53	10303244.92
COMB6	Combination	Min	-399175.67	-113122.53	10302047.28
COMB7	Combination	Max	119752.82	377074.84	10304639.74
COMB7	Combination	Min	-119752.82	-377074.84	10300652.47
COMB8	Combination	Max	119752.82	377074.84	10304639.74
COMB8	Combination	Min	-119752.82	-377074.84	10300652.47
COMB9	Combination		0	0	9263457.33

Fuente: CSI, 2009.

Para sismo en x= 399.175,67 kg

Para sismo en y= 377.074,84 kg

En la norma COVENIN 1756:2001, en el punto 9.6, específicamente en el ítem 9.6.2.1 Respuesta Dinámica, expresa lo siguiente:

“En cada dirección, el corte basal V_o deducido de la combinación modal deberá compararse con el calculado según la Sección 9.3.1 con un período $T = 1.6 T_a$, el cual se denota aquí por V_o^ . Cuando V_o sea menor que V_o^* , los valores para el diseño deberán multiplicarse por V_o^*/V_o .”*

Por medio de las ecuaciones contenidas en la norma COVENIN 1756-2001 se determinó el corte estático V_o^* para el modelo estructural estudiado a través de una hoja de cálculo. Ver Anexo G.

$$V_o^* = 260.944 \text{ kg}$$

$$V_o^* \leq V_x \quad V_o^* \leq V_y$$

$$260.944 \text{ kg} \leq 399.158 \text{ kg}$$

$$260.944 \text{ kg} \leq 377.075 \text{ kg}$$

No es necesario hacer corrección del corte basal, ya que el corte estático es menor al corte dinámico tanto en dirección X como en Y, por lo cual el modelo estructural estudiado cumple con lo establecido en la norma 1756 (COVENIN, 2001).

III. 1. 4. 6. Derivas de piso.

Después de realizar el análisis y diseño del modelo, se extrae la respuesta sísmica, donde se adoptaron los desplazamientos en la dirección X y dirección Y, en las juntas A-1 de todos los niveles, por ser uno de los puntos más alejados del centro de rigidez de cada nivel, como lo establece la norma 1756(COVENIN, 2001).

Para el modelo estudiado en la Figura III.14. se muestra la junta A-1.

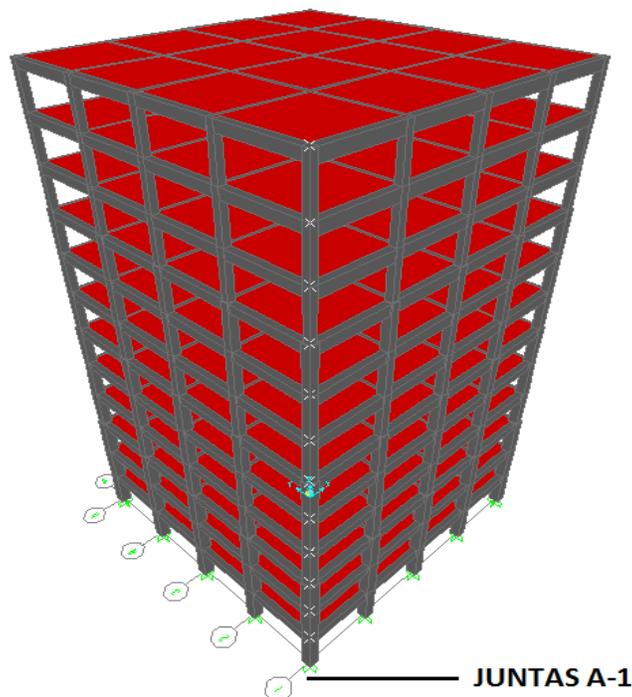


Figura III. 14. Juntas A-1 del modelo estudiado.

Fuente: Elaboración propia.

Los desplazamientos (Δ_{ei}) obtenidos en el modelo, corresponden a desplazamientos elásticos, debido a que el tipo de análisis que se está realizando es un análisis dinámico lineal.

Para transformar los desplazamientos elásticos (Δ_{ei}) a desplazamientos inelásticos (Δ_i) se utiliza la Fórmula III.8, donde se amplifica Δ_{ei} por un factor de $0.8 \cdot R$ (según la norma de Venezuela COVENIN 1756-2001) siendo el R, el factor de reducción de respuesta sísmica, simulando el desplazamiento real de la estructura cuando incursiona en el rango inelástico (Alonso, 2007), debido a que la probabilidad de que las estructuras se comporten elásticamente ante un sismo de mediana y alta intensidad es muy baja (Agudelo, 2008).

$$\Delta_i = 0.8 \cdot R \cdot \Delta_{ei} \quad \text{(Fórmula III. 1.)}$$

Donde:

Δ_i = Desplazamiento lateral inelástico del nivel i. Fórmula 10.1 de la norma 1756(COVENIN, 2001).

R = Factor de reducción dado en el Artículo 6.4 de la norma COVENIN 1756-2001, Incluidas las modificaciones establecidas en la Sección 6.4.1.

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.

La deriva (δ_i) es la diferencia de los desplazamientos laterales inelásticos (Δ_i) entre dos niveles consecutivos (norma COVENIN 1756-01).

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad \text{(Fórmula III. 2.)}$$

El valor antes mencionado tiene unidades de longitud (centímetros), y se necesita en la deriva normalizada (δ_{in}), esta se obtiene dividiendo entre la altura de entrepiso (Fórmula III.3.), establecido en la norma 1756 (COVENIN, 2001).

$$\delta_{in} = \frac{\delta_i}{H} \quad \text{(Fórmula III. 3.)}$$

Donde:

H = Altura de entrepiso.

El formato de la tabla para registrar los desplazamientos elásticos e inelásticos de las juntas A-1 y las derivas totales de piso (normalizadas) en ambas direcciones (X y Y), se muestra en la Tabla III.15.

Tabla III. 15. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para el modelo estudiado.

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δ_{ix}	δ_{iy}	$\delta_{ix} \%$	$\delta_{iy} \%$
	578	3.7256	3.8994						
12				0.8982	0.8787	0.0030	0.0029	2.9939	2.9290
	577	3.5385	3.7163						
11				1.5054	1.4756	0.0050	0.0049	5.0181	4.9186
	576	3.2249	3.4089						
10				2.0508	2.0114	0.0068	0.0067	6.8360	6.7046
	503	2.7976	2.9899						
9				1.5362	1.5641	0.0051	0.0052	5.1208	5.2138
	503	2.4776	2.6640						
8				1.7198	1.7706	0.0057	0.0059	5.7326	5.9020
	502	2.1193	2.2951						
7				1.9002	1.9642	0.0063	0.0065	6.3342	6.5474
	429	1.7234	1.8859						
6				1.5204	1.6226	0.0051	0.0054	5.0681	5.4088
	428	1.4066	1.5479						
5				1.5812	1.7264	0.0053	0.0058	5.2705	5.7548
	427	1.0772	1.1882						
4				1.6373	1.8012	0.0055	0.0060	5.4575	6.0040
	329	0.7361	0.8129						
3				1.3748	1.5367	0.0046	0.0051	4.5827	5.1222
	328	0.4497	0.4928						
2				1.3075	1.4633	0.0044	0.0049	4.3585	4.8777
	327	0.1773	0.1879						
1				0.8511	0.9022	0.0028	0.0030	2.8371	3.0072

Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Obtenidas la derivas del modelo estructural se compararon con los valores límites de desplazamientos establecidos en la norma 1756 (COVENIN, 2001) orientados a reducir los daños excesivos en las estructuras, dichos valores se muestran en la Figura III.15.

TABLA 10.1			
VALORES LÍMITES DE: $\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$			
TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO	EDIFICACIONES		
ESTRUCTURALES	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Figura III. 15. Valores límite de derivas.

Fuente: COVENIN 1756-2001.

Al comparar los valores obtenidos de derivas del modelo estructural estudiado con el valor límite establecido por la norma 1756 (COVENIN, 2001), se observa que estos dan por debajo del valor normativo, es decir, la estructura no sufriría daños excesivos en caso de que ocurriera el sismo para el cual fue diseñado.

III. 1. 4. 7. Acero longitudinal requerido en vigas.

Mediante el análisis y diseño del SAP2000 (CSI, 2009) se determinaron los aceros longitudinales requeridos en las vigas de toda la estructura. En la Figura III.16. se muestran los aceros requeridos para las vigas en ambas direcciones (X y Y) del nivel dos (2).

10.404 4.419 12.648 9.383 5.104 8.761	11.396 3.875 11.609 9.013 5.007 8.894	11.568 3.862 11.422 8.913 4.993 8.986	12.686 4.429 10.361 8.734 5.090 9.413	13.960 6.232 11.327 8.705 6.840 8.705	12.774 5.375 12.506 8.705 6.680 8.705	12.506 5.375 12.774 8.705 6.680 8.705	11.327 6.232 13.960 8.705 6.840 8.705
15.972 5.880 13.174 8.705 7.612 8.705	16.166 6.056 13.182 8.705 7.736 8.705	14.712 6.285 13.287 8.705 7.901 8.705	14.746 6.697 11.959 8.705 7.251 8.760	10.145 4.167 12.523 9.027 5.154 8.273	13.729 5.497 13.001 8.705 6.554 8.705	13.001 5.497 13.729 8.705 6.554 8.705	13.174 5.880 15.972 8.705 7.612 8.705
11.273 3.880 11.539 8.814 4.855 8.668	11.123 3.700 11.562 8.685 5.097 8.377	11.031 3.673 11.475 8.599 5.061 8.252	12.899 4.297 9.824 8.032 5.254 9.238	11.265 3.726 11.569 8.533 4.917 8.359	13.848 5.611 13.075 8.705 6.662 8.705	13.075 5.611 13.848 8.705 6.662 8.705	11.539 4.855 8.668 8.814 4.855 8.668
11.396 3.875 11.609 9.013 5.007 8.894	11.568 3.862 11.422 8.913 4.993 8.986	12.686 4.429 10.361 8.734 5.090 9.413	12.899 4.297 9.824 8.032 5.254 9.238	11.273 3.880 11.539 8.814 4.855 8.668	12.774 5.375 12.506 8.705 6.680 8.705	12.506 5.375 12.774 8.705 6.680 8.705	11.609 4.855 8.668 9.013 5.007 8.894
16.712 6.285 13.287 8.705 7.901 8.705	16.166 6.056 13.182 8.705 7.736 8.705	14.712 6.285 13.287 8.705 7.901 8.705	14.746 6.697 11.959 8.705 7.251 8.760	11.223 3.880 11.539 8.814 4.855 8.668	13.848 5.611 13.075 8.705 6.662 8.705	13.075 5.611 13.848 8.705 6.662 8.705	13.287 6.285 16.712 8.705 7.901 8.705
10.404 4.419 12.648 9.383 5.104 8.761	11.396 3.875 11.609 9.013 5.007 8.894	11.568 3.862 11.422 8.913 4.993 8.986	12.686 4.429 10.361 8.734 5.090 9.413	10.145 4.167 12.523 9.027 5.154 8.273	12.774 5.375 12.506 8.705 6.680 8.705	12.506 5.375 12.774 8.705 6.680 8.705	12.648 4.419 10.404 8.761 5.104 9.383

Figura III. 16. Áreas de aceros longitudinales requeridas en vigas del piso 2 (cm²).

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 8. Acero por corte requerido en vigas

El acero de refuerzo transversal o estribos para cada una de las vigas fueron determinados mediante una hoja de cálculo Ver Anexo H.

III. 1. 4. 9. Acero longitudinal en columnas

Se revisaron los aceros colocados para el diseño, mostrados en la Tabla III.9., mediante el SAP 2000 (CSI, 2009), los cuales cumplieron con los criterios de diseño. La revisión de los criterios de diseño se muestra para el pórtico 2, ya que éste contiene las columnas que soportan las mayores cargas de la estructura.

En las Figuras III.17. y III.18. se puede observar como los porcentajes de acero longitudinal están entre un tres por ciento (3%) y un cuatro por ciento (4%).

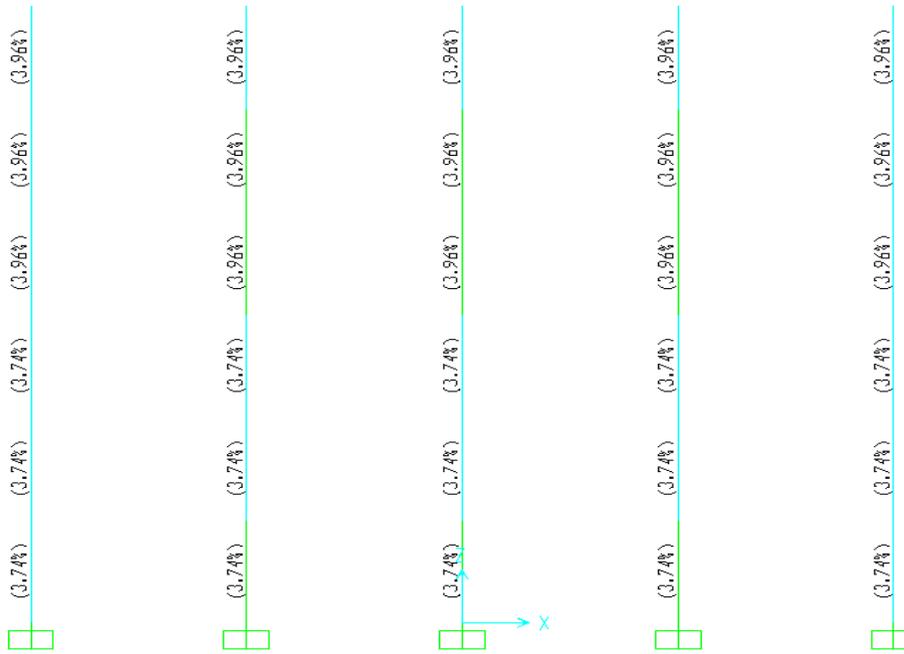


Figura III. 17. Porcentaje de acero en columnas del pórtico 2 (PISO 1 a PISO 6).

Fuente: CSI, 2009.

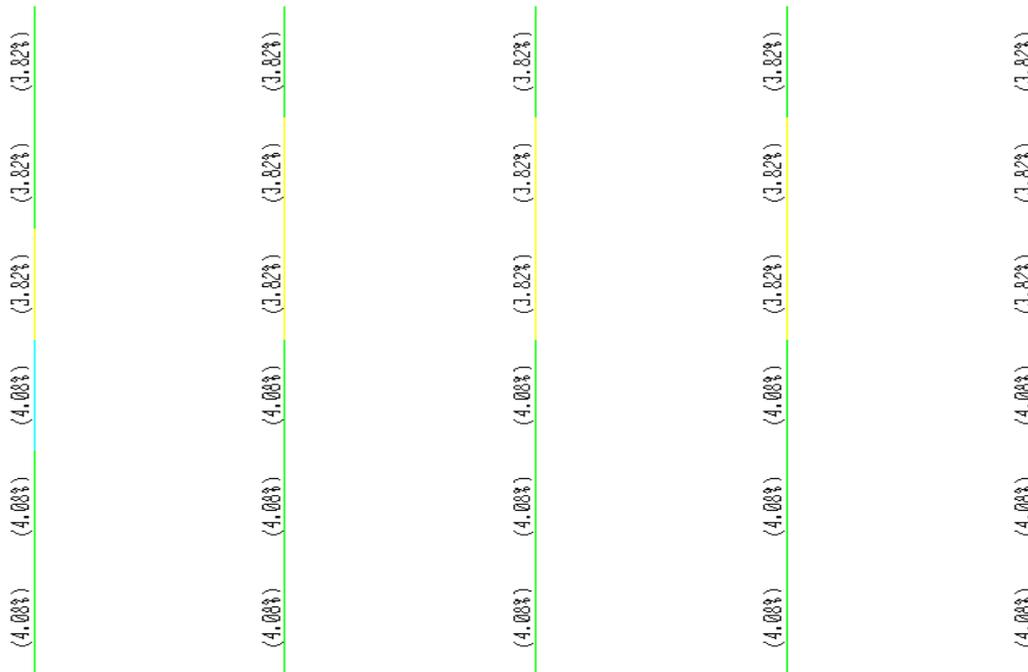


Figura III. 18. Porcentaje de acero en columnas del pórtico 2 (PISO 7 a PISO 12).

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 10. Relación demanda/capacidad en columnas

En las Figura III.19. y III.20.se puede apreciar que las columnas del pórtico 2 son capaces de soportar fuerzas axiales y momentos, ya que las mismas no sobrepasan el cien por ciento (100%) de su capacidad.

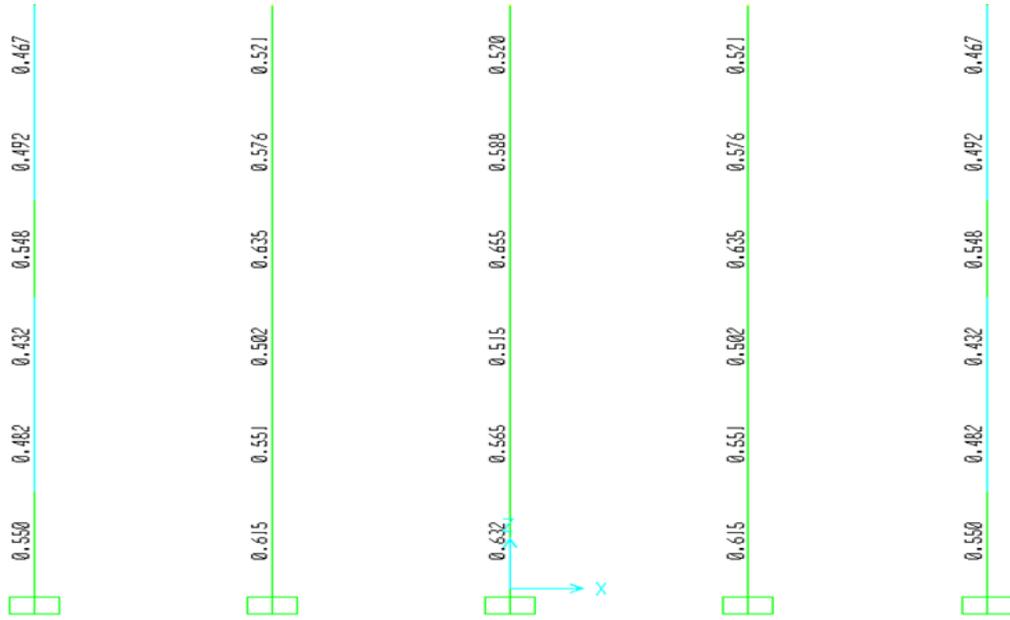


Figura III. 19. Relación demanda/capacidad de las columnas del pórtico 2 (PISO1 a PISO6).

Fuente: CSI, 2009.



Figura III. 20. Relación demanda/capacidad de las columnas del pórtico 2 (PISO7 a PISO12).

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 11. Columna fuerte - viga débil.

El cumplimiento del criterio columna fuerte – viga débil se muestra en las Figuras III.21. y III.22. En el último piso no se requiere el cumplimiento de este criterio.

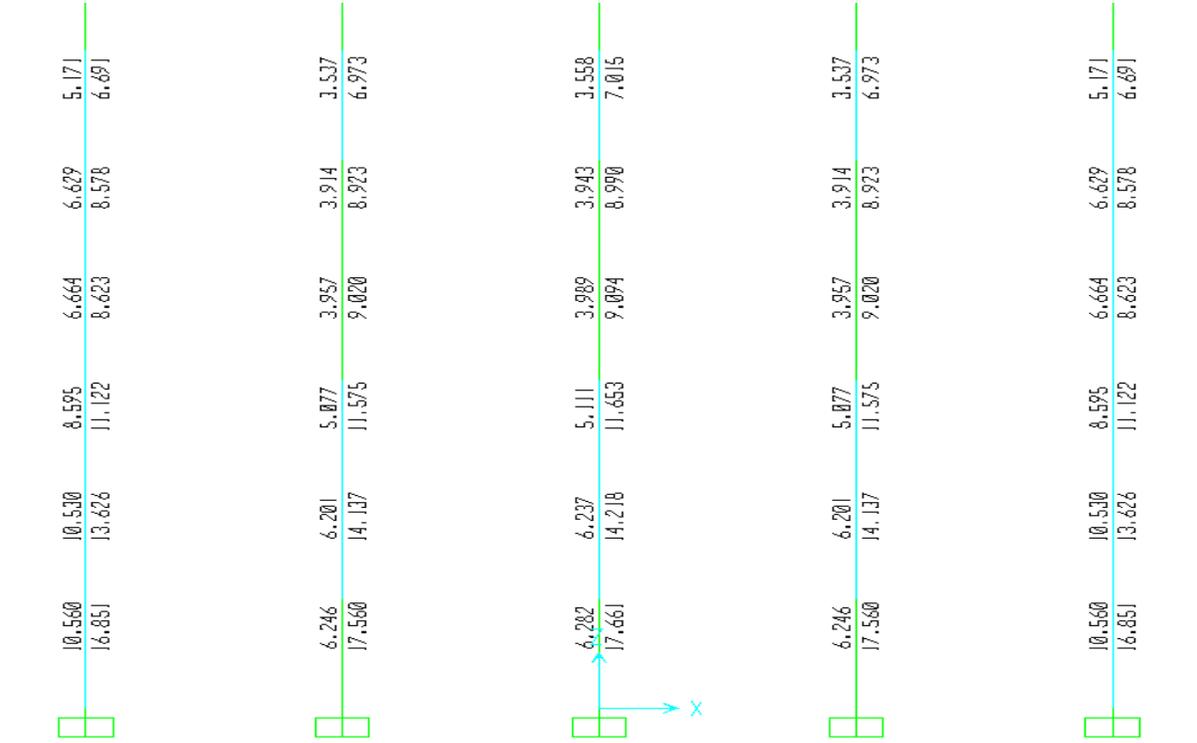


Figura III. 21. Relación columna fuerte - viga débil (PISO1 a PISO6).

Fuente: CSI, 2009.



Figura III. 22. Relación columna fuerte - viga débil (PISO7 a PISO12).

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 12. Acero por corte requerido en columnas.

El acero de refuerzo transversal o ligaduras para cada tipo de columnas fueron determinadas mediante una hoja de cálculo Ver Anexo I.

III. 1. 4. 13. Resistencia a la flexión de las columnas.

Las Figuras III.23. y III.24. presentan el criterio de la relación entre la sumatoria de los momentos de las columnas y 1.2 veces la sumatoria de los momentos de las vigas que llegan al nodo. Para los últimos pisos se observa que dicha relación es mayor a uno (1). Dado que se tiene un nivel de diseño ND3 las columnas dispondrán de ligaduras en toda su longitud, por lo que se cumple la resistencia.

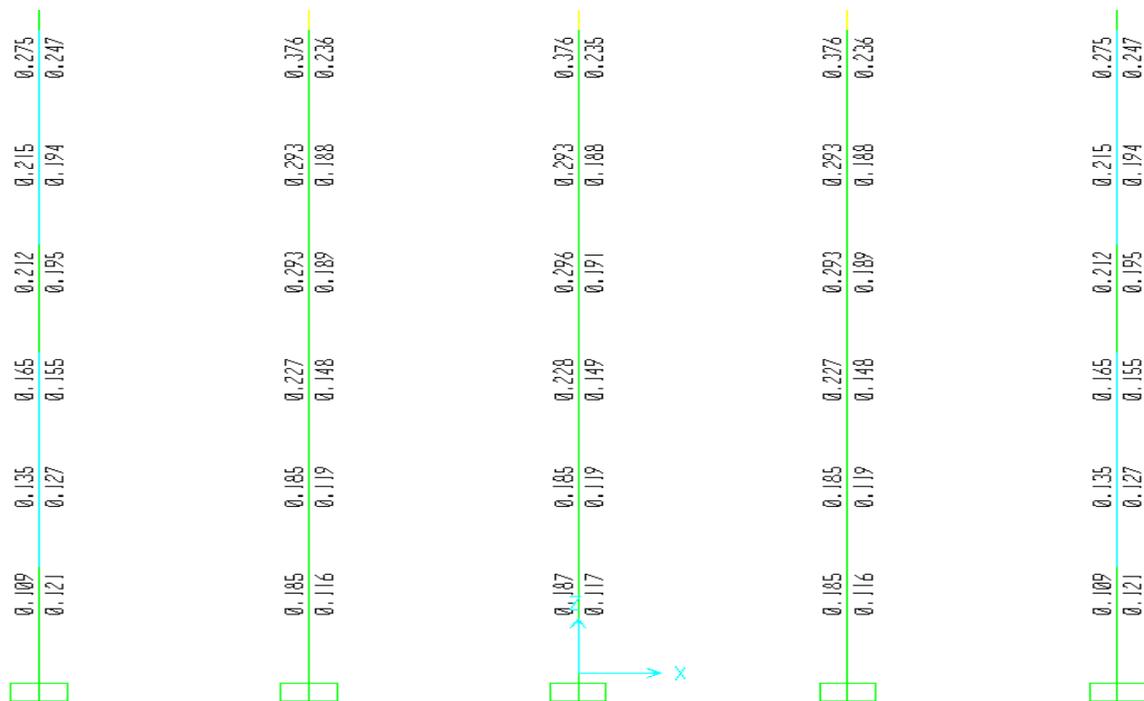


Figura III. 23. Criterio de resistencia a la flexión en columnas $1,2\Sigma M_v / \Sigma M_c$ (PISO1 a PISO6).

Fuente: CSI, 2009.

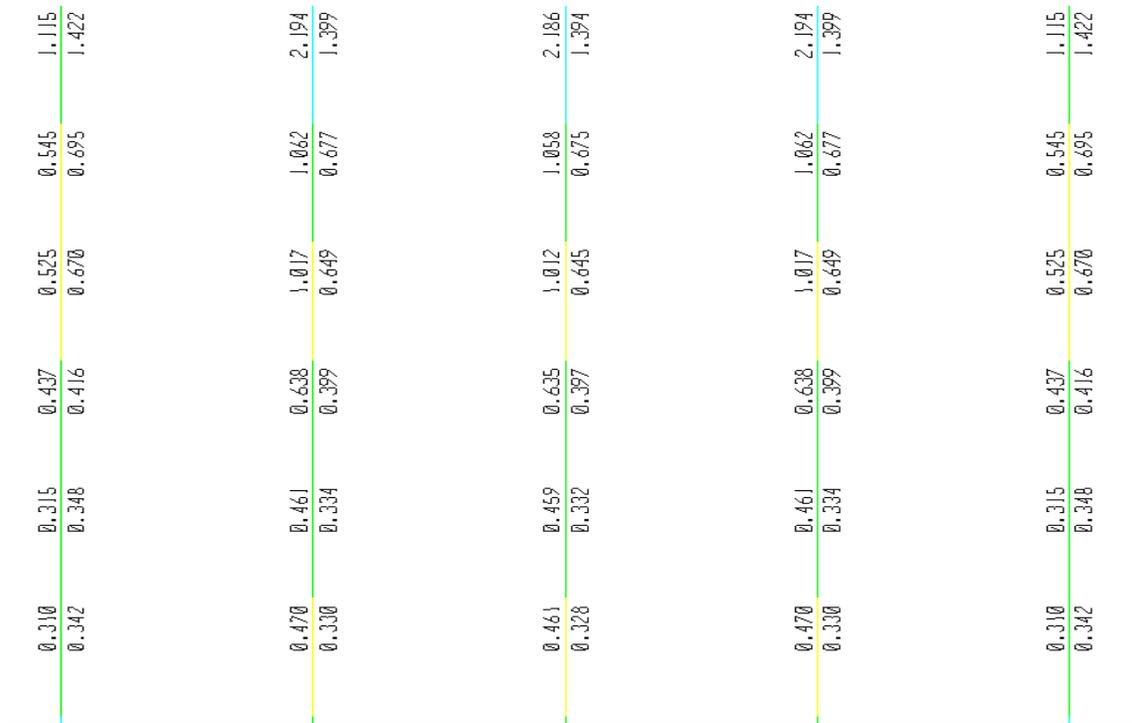


Figura III. 24. Criterio de resistencia a la flexión en columnas $1,2\Sigma M_v/\Sigma M_c$ (PISO7 a PISO12).

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 14. Resistencia a la flexión de las columnas.

La revisión del cumplimiento por corte en los nodos se observa en las Figuras III.25. y III.26., donde se muestra la relación de capacidad del corte en los mismos. En los últimos tres pisos se presentan nodos cuya capacidad por corte es mayor a uno (1). Dado que se tiene un nivel de diseño ND3 se prolongaran las ligaduras en toda la sección de los nodos, por lo que se garantiza la resistencia al corte de los mismos en todos los niveles.

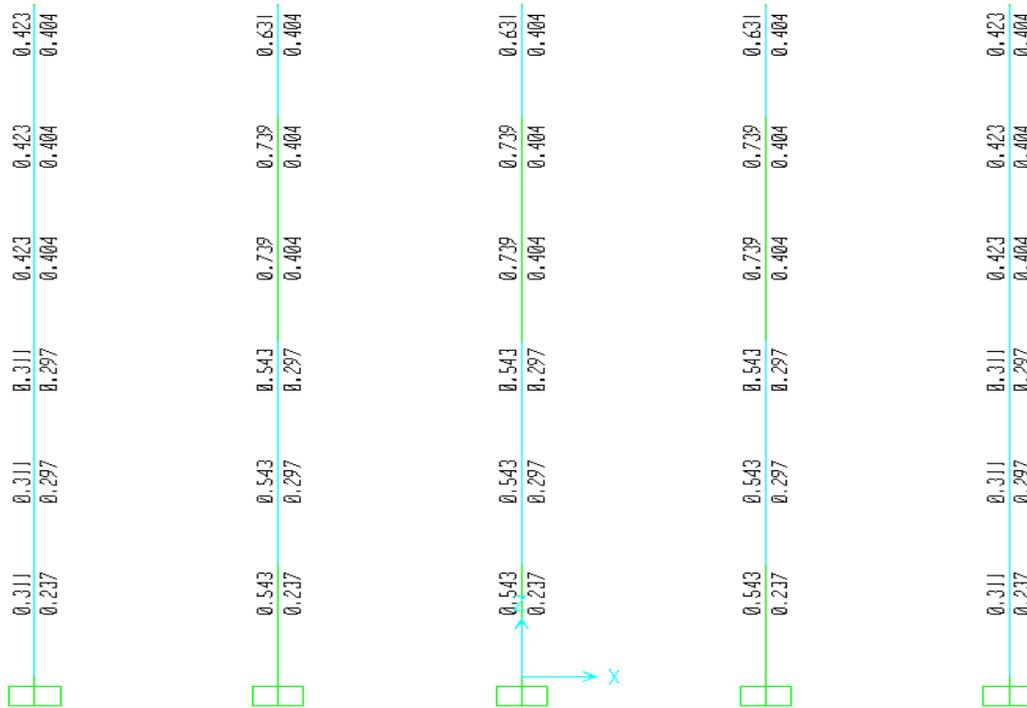


Figura III. 25. Relación demanda/capacidad por corte en nodos (PISO1 a PISO6).

Fuente: CSI, 2009.



Figura III. 26. Relación demanda/capacidad por corte en nodos (PISO7 a PISO12).

Fuente: CSI, 2009.

III. 1. 4. 15. Detallado del acero.

Determinados los aceros requeridos para vigas y columnas se realizó el detallado del acero para un nivel de diseño ND3 y siguiendo los criterios expuestos en la norma COVENIN 1753-2008, específicamente en el Capítulo 18. El detallado del acero se encuentra en los planos anexados a este trabajo de investigación. Ver Anexo J.

Revisados todos los puntos anteriores,

III. 1. 5. Etapa 5: Caracterización de las etapas constructivas de la estructura.

Con el fin de cumplir uno de los objetivos de este trabajo de investigación se caracterizaron las etapas constructivas de la estructura sismoresistente diseñada a partir de las etapas anteriores.

La caracterización constó en establecer la secuencia constructiva de dicha estructura y fijar los tiempos de construcción de cada etapa a partir de información referida y testimonios de experiencia laboral. Estos tiempos se tomaron suponiendo que la construcción de la estructura se realiza sin días de parada.

Se consideraron dos tipos de etapas distintas; una fue la construcción de las columnas y la otra la construcción de vigas y losas.

A la etapa que considera la construcción de columnas se le asignó un tiempo de duración de tres (3) días, empezando desde el vaciado del concreto fresco. Por su parte para la etapa de construcción de vigas y losas, las cuales se consideran que se construyen simultáneamente, se le asignó una duración de cuatro (4) días, comenzando con el vaciado del concreto fresco una vez que se cumplen los tres (3) días de la etapa de construcción de las columnas. Esto se sigue de forma progresiva hasta alcanzar la totalidad de niveles de la estructura diseñada. En la Tabla III.16. se muestra la etapa constructiva caracterizada por piso.

Tabla III. 16. Caracterización de la etapa constructiva por piso de la estructura sismoresistente.

CARACTERIZACIÓN DE LA ETAPA CONSTRUCTIVA POR PISO			
ETAPA	ACTIVIDAD	DURACIÓN (DÍAS)	EDAD (DÍAS)
1	CONSTRUCCIÓN COLUMNA	3	7
2	CONSTRUCCIÓN VIGA CONSTRUCCIÓN LOSA	4	4

Fuente: Elaboración propia.

Diferenciadas las etapas constructivas y establecidos los tiempos de duración y secuencia de las mismas, se determinaron el número total de etapas para la construcción de la estructura sismoresistente diseñada.

III. 1. 6. Etapa 6: Modelamiento de las etapas constructivas.

Una vez caracterizadas las etapas constructivas de la estructura sismoresistente diseñada, se crearon dos modelos de la misma, los cuales simulan el proceso de construcción.

El programa de análisis estructural SAP2000 (CSI, 2009) presenta un módulo de análisis que considera las etapas constructivas para casos de carga estática. Dicho módulo se basa en el análisis no lineal de la estructura durante sus etapas constructivas, considerando la duración de las mismas, las cargas que actúan sobre ella y la evolución de la resistencia y el módulo de elasticidad del material de construcción, es decir, las propiedades del material dependen del tiempo.

El primer modelo que se generó considerando las etapas constructivas como se muestra en la Tabla III.16., tomando en cuenta para el análisis solo cargas gravitacionales, estableciendo un cien por ciento (100) para cargas permanentes, 100Kg/m² para cargas vivas y obviando las sobrecargas permanentes. Además se toma en cuenta que las propiedades del concreto dependen del tiempo.

Para el segundo modelo que se generó no se usó el módulo de etapas constructivas del programa de análisis estructural SAP2000 (CSI, 2009), ya que para este

caso se quiso considerar las cargas sísmicas. Esto se decidió al observar que el comportamiento de la estructura al considerar el sismo en el módulo de análisis no lineal para etapas constructivas se alejaba de resultados reales y coherentes, además de no existir una referencia confiable que explicara como considerar el sismo para este módulo.

La generación del segundo modelo estructural considerando etapas constructivas se realizó tomando en cuenta la secuencia constructiva por nivel finalizado de la estructura, como se muestra en la Tabla III.17., las cargas gravitacionales establecidas en un cien por ciento (100) para cargas permanentes, 100Kg/m² para cargas vivas y obviando las sobrecargas permanentes; y la variación de las propiedades del concreto a través del tiempo para cada elemento estructural. Para esto se realizaron trece modelos, uno por cada uno de los doce (12) niveles construidos y otro que considera que todos los elementos de la estructura han logrado alcanzar la resistencia del concreto f_c a los veinte y ocho (28) días.

Tabla III. 17. Segundo modelo estructural generado para etapas constructivas.

MODELO	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	2.10	2.11	2.12	2.13
ETAPA	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	15-16	17-18	19-20	21-22	23-24	f_c alcanzado

Fuente: Elaboración propia.

La generación de los dos modelos considerando las etapas constructivas en el programa de análisis estructural SAP2000 se presenta a continuación:

III. 1. 6. 1. Modelamiento de las etapas constructivas incluyendo cargas verticales (Modelo 1).

Teniendo el modelo de la estructura sismoresistente diseñada, se le agregaron las etapas constructivas a partir de un caso de carga estático, con un análisis no lineal y empezando con la primera etapa como condición inicial. Esto se muestra en las Figuras III.27 y III.28.

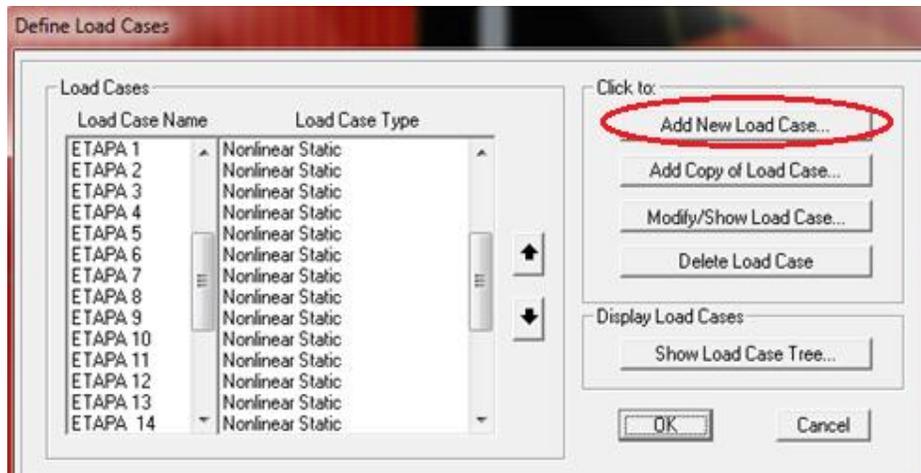


Figura III. 27. Definición de las etapas constructivas para el modelo estructural.

Fuente: CSI, 2009.

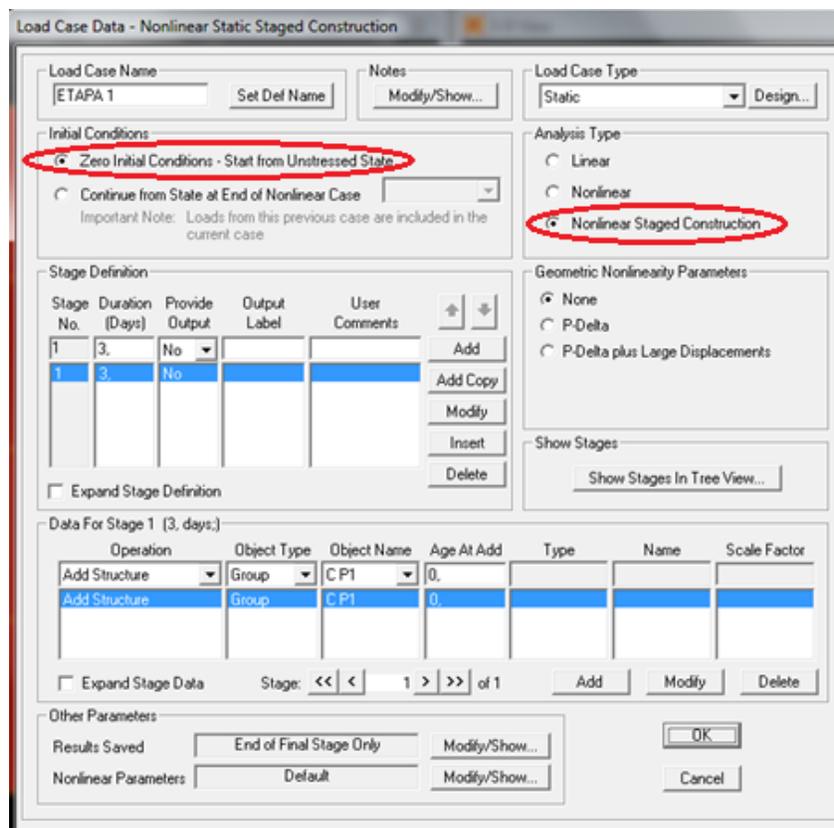


Figura III. 28. Definición de las etapas constructivas y sus características para el modelo estructural.

Fuente: CSI, 2009.

En los parámetros de no linealidad se tomó en cuenta la dependencia del tiempo del concreto, considerada para la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad, como se muestra en las Figuras III.29. y III.30..La resistencia a la compresión f'_c y el módulo de elasticidad E_c son los fijados para el modelo estructural sismoresistente diseñado mostrado en la Tabla III.1.

Para estas propiedades consideradas, la dependencia del tiempo en el comportamiento del material en el programa de análisis estructural SAP2000 (CSI, 2009) se basa en el Código Modelo CEB-FIP 1990.

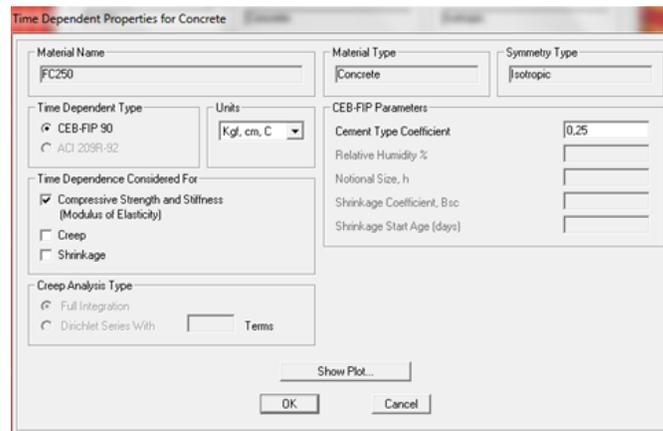


Figura III. 29. Definición de la dependencia del tiempo para el concreto, considerada para la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad.

Fuente: CSI, 2009.

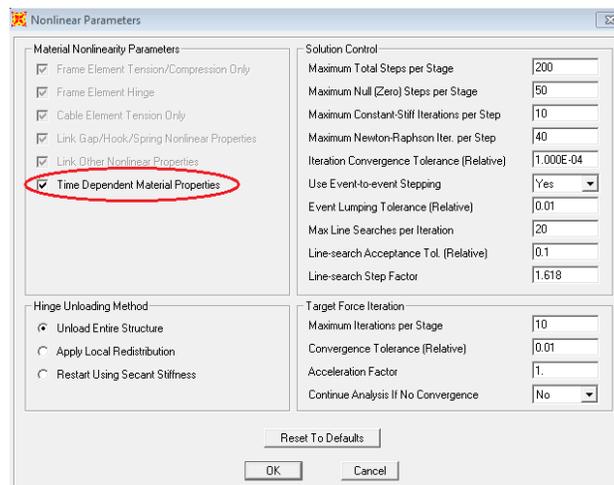


Figura III. 30. Definición de la dependencia del tiempo para el concreto, en las etapas constructivas.

Fuente: CSI, 2009.

Una vez definido el caso para la primera etapa constructiva (ETAPA 1) y el comportamiento del concreto durante la misma, se partió a definir las siguientes etapas a partir de la etapa anterior para así llevar la secuencia constructiva como se muestra en la Figura III.31.

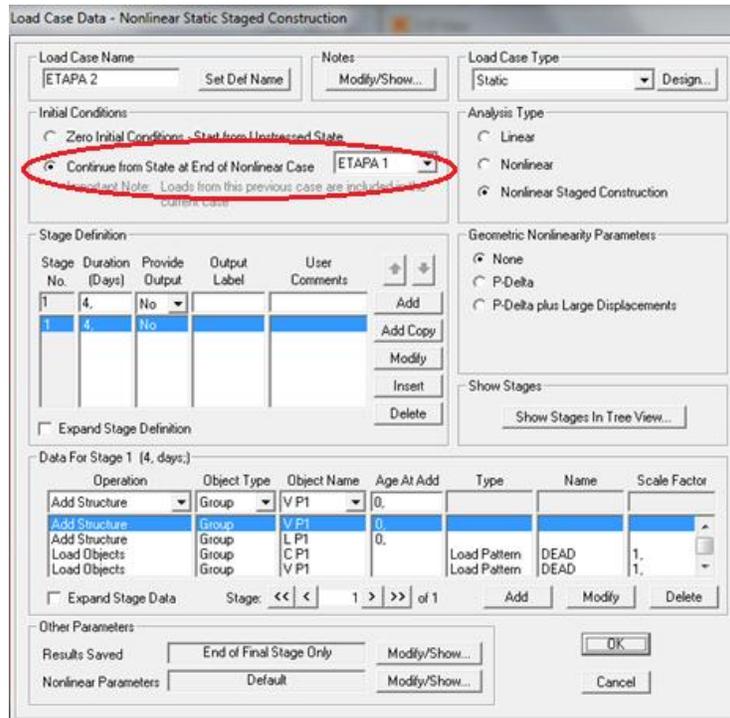


Figura III. 31. Definición de las etapas constructivas y sus características para el modelo estructural.

Fuente: CSI, 2009.

Como se muestra en la figura anterior, para las etapas pares donde se construyen las vigas y losas, se asignan las cargas para las mismas y también para la columna de la etapa anterior. En la Figura III.32. se muestra el modelamiento de la ETAPA 18 donde se aprecian también los pasos descritos anteriormente.

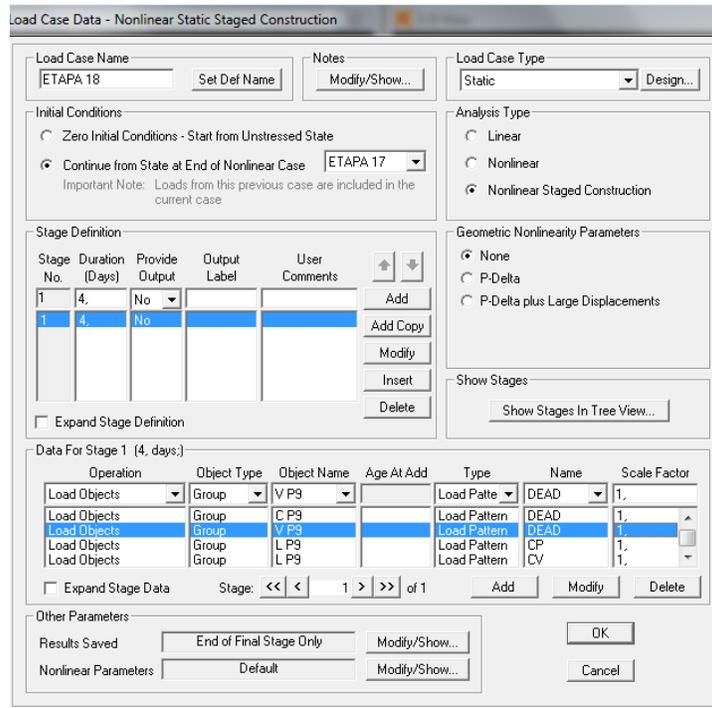


Figura III. 32. Definición de la ETAPA 18.

Fuente: CSI, 2009.

En las Figuras III.33. mostrada a continuación se puede apreciar el modelo en 3D de lo que sería la estructura en la ETAPA 4, ETAPA11, ETAPA 8 y ETAPA 23.

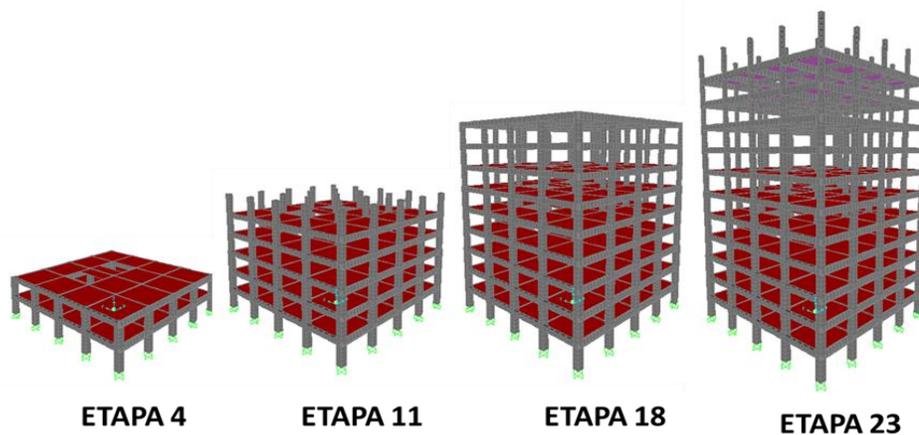


Figura III. 33. Vista 3D de la estructura en diferentes etapas constructivas.

Fuente: adaptado de CSI, 2009.

Adicionalmente se agregó una ETAPA 25, la cual simula que todos los elementos de la estructura alcanzaron su resistencia a la compresión f'_c , es decir, cuando la losa de techo alcanza una edad de 28 días.

Al definir todas las etapas, se tiene el modelo estructural sísmoresistente por etapas constructivas considerando cargas gravitacionales.

III. 1. 6. 2. Modelamiento de las etapas constructivas considerando cargas sísmicas (Modelo 2).

A partir del modelo de la estructura sísmoresistente diseñada se modelaron las etapas constructivas considerando cargas sísmicas, siguiendo lo explicado al comienzo de esta sección del trabajo de investigación, lo cual se encuentra resumido en la Tabla III.17.

Se comenzó modelando el Modelo 2.1, el cual constituye la construcción del primer nivel como se muestra en la Figura III.34., y consecutivamente se modelaron los demás niveles o modelos, hasta así llegar a tener los doce pisos de la estructura sísmoresistente diseñada.

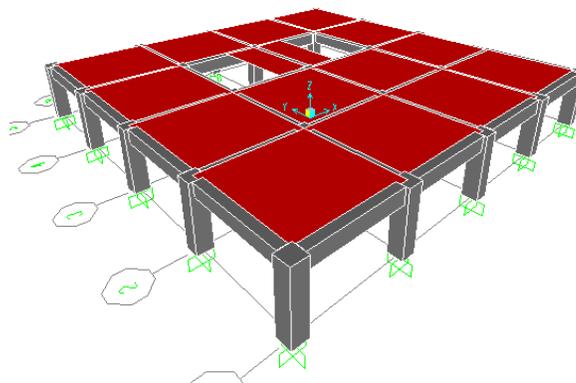


Figura III. 34. Vista en 3D del Modelo 2.1.

Fuente: adaptado de CSI, 2009.

La resistencia a la compresión y módulo de elasticidad dependientes del tiempo se le asignaron a cada elemento según su edad. Los valores de estas propiedades se tomaron de los gráficos de resistencia a la compresión en función del tiempo (f_c vs Edad) y de módulo de elasticidad en función del tiempo (E_c vs Edad). Estos gráficos se obtuvieron del programa de análisis estructural SAP2000 (CSI, 2009), a partir de la resistencia a la compresión f_c y módulo de elasticidad E_c de la estructura sismoresistente diseñada mostrados en la Tabla III.1.

En la Figura III.35. y III.36. se muestra el gráfico de la resistencia a la compresión en función del tiempo (f_c vs Edad) y el gráfico del módulo de elasticidad en función del tiempo (E_c vs Edad) respectivamente, en los cuales se buscó el valor de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad en función de la edad del miembro estructural presente en el modelo a estudiar.

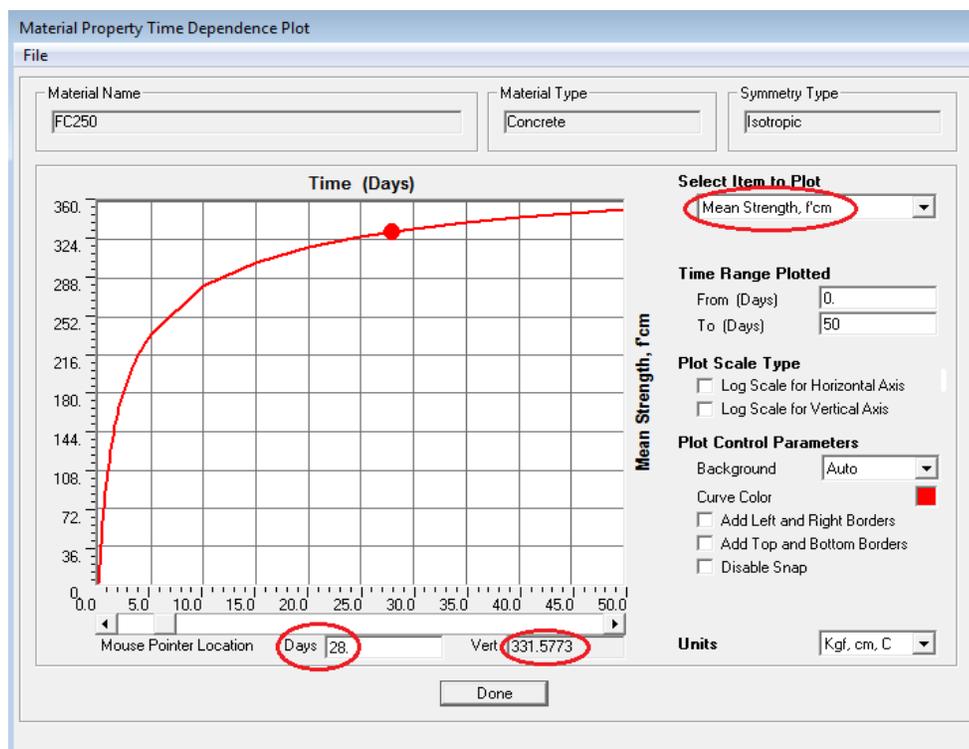


Figura III. 35. Gráfico de la resistencia a la compresión en función del tiempo.

Fuente: adaptado de CSI, 2009.

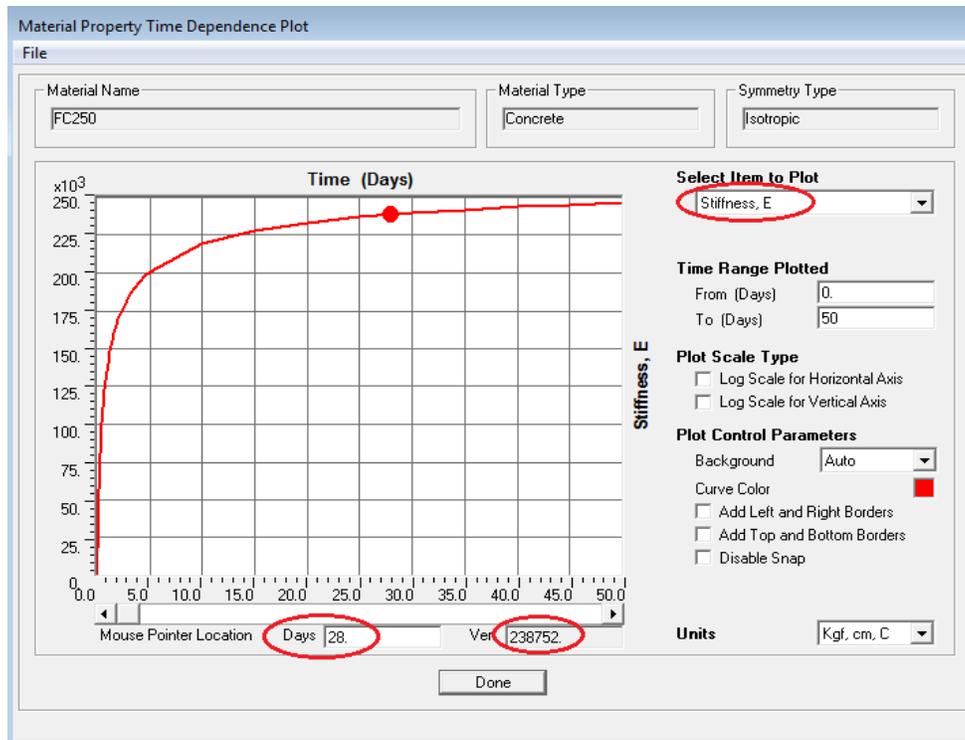


Figura III.36. Gráfico del módulo de elasticidad en función del tiempo.

Fuente: adaptado de CSI, 2009.

A los valores de resistencia a la compresión obtenidos en el gráfico, los cuales son la resistencia promedio a la compresión requerida, debe restarse la desviación estándar estipulada por en el Código Modelo CEB-FIP 1990 (Comité Euro-Internacional de Hormigón-Federación Internacional del Pretensado) la cual es de 8MPa o 84,57Kg/cm² para así obtener la resistencia especificada a la compresión para la edad requerida.

Para el Modelo 2.4 en el cual se tienen cuatro (4) niveles construidos, se muestran en la Tabla III.18. las resistencias a la compresión y módulo de elasticidad que tiene cada miembro estructural. Estas resistencias de compresión y módulos de elasticidad se determinaron mediante los gráficos referidos en las figuras anteriores.

Tabla III. 18. Resistencias a la compresión y módulos de elasticidad se los miembros estructurales para el Modelo 2.4.

MODELO	NIVEL DE PISO	MIEMBRO ESTRUCTURAL	EDAD (DÍAS)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN $f'c$ (Kg/cm ²)	MÓDULO DE ELASTICIDAD E_c (Kg/cm ²)
2.4	1	COLUMNA	28	250	238752
		VIGA Y LOSA	25	245	237008
	2	COLUMNA	21	237	234126
		VIGA Y LOSA	18	229	231412
	3	COLUMNA	14	217	226705
		VIGA Y LOSA	11	204	221546
	4	COLUMNA	7	175	209955
		VIGA Y LOSA	4	134	191791

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV.

RESULTADOS Y ANÁLISIS

IV. 1. Caracterización de las etapas constructivas de una estructura aporricada de concreto armado, regulares y simétrica, de mediana altura.

A partir de lo explicado en el método de este trabajo de investigación, en la Tabla IV.1. se muestra de forma detallada la caracterización de cada una de las etapas constructivas de la estructura diseñada, desde el primer nivel hasta el último nivel.

Tabla IV. 1. Caracterización de las etapas constructivas de la estructura sismoresistente diseñada.

ETAPA	DURACIÓN (DÍAS)	TIEMPO ACUMULADO (DÍAS)	ELEMENTOS ESTRUCTURALES	NIVEL
1	3	3	COLUMNAS - CP1	1
2	4	7	VIGAS Y LOSAS - VP1, LP1	
3	3	10	COLUMNAS - CP2	2
4	4	14	VIGAS Y LOSAS - VP2, LP2	
5	3	17	COLUMNAS - CP3	3
6	4	21	VIGAS Y LOSAS - VP3, LP3	
7	3	24	COLUMNAS - CP4	4
8	4	28	VIGAS Y LOSAS - VP4, LP4	
9	3	31	COLUMNAS - CP5	5
10	4	35	VIGAS Y LOSAS - VP5, LP5	
11	3	38	COLUMNAS - CP6	6
12	4	42	VIGAS Y LOSAS - VP6, LP6	
13	3	45	COLUMNAS - CP7	7
14	4	49	VIGAS Y LOSAS - VP1, 7P7	
15	3	52	COLUMNAS - CP8	8
16	4	56	VIGAS Y LOSAS - VP8, LP8	
17	3	59	COLUMNAS - CP9	9
18	4	63	VIGAS Y LOSAS - VP9, LP9	
19	3	66	COLUMNAS - CP10	10
20	4	70	VIGAS Y LOSAS - VP10, LP10	
21	3	73	COLUMNAS - CP11	11
22	4	77	VIGAS Y LOSAS - VP11, LP11	
23	3	80	COLUMNAS - CP12	12
24	4	84	VIGAS Y LOSAS - VP12, LP12	

CP#: Columna Piso#; VP#: Viga Piso#; LP# Losa Piso#

Fuente: Elaboración propia.

Para los doce niveles de la estructura se tiene un total de veinticuatro (24) etapas constructivas, las cuales se cumplen en ochenta y cuatro (84) días.

IV. 2. Comportamiento del concreto en cada una de las etapas constructivas.

Para las etapas constructivas se consideraron la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad como propiedades de estudio y aplicación al diseño de los elementos estructurales.

En la Tabla IV.2. se muestra la evolución de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad del concreto desde el comienzo de la primera etapa constructiva hasta el día en que todos los elementos estructurales logran la resistencia a la compresión $f'c$.

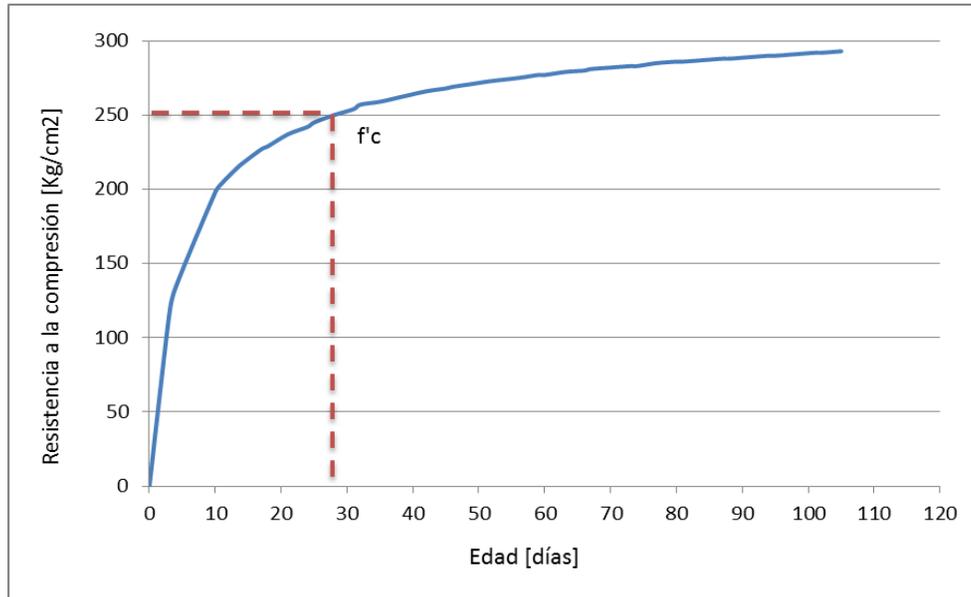
Tabla IV. 2. Evolución de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad del concreto con respecto al tiempo.

EDAD (días)	$f'c$ [Kg/cm ²]	E_c [Kg/cm ²]	EDAD (días)	$f'c$ [Kg/cm ²]	E_c [Kg/cm ²]
3	115	183804	53	273	246989
4	134	191791	56	275	247592
7	175	209955	59	277	248197
10	198	219158	60	277	248388
11	204	221546	63	279	248872
13	213	225033	66	280	249346
14	217	226705	67	281	249535
17	227	230422	70	282	249977
18	229	231412	73	283	250361
21	237	234126	74	283	250519
24	242	236334	77	285	250872
25	245	237008	80	286	251221
28	250	238752	81	286	251354
31	254	240198	84	287	251701
32	257	240687	87	288	251999
35	259	241924	88	288	252097
38	262	242990	91	289	252390
39	263	243333	94	290	252685
42	266	244262	95	290	252783
45	268	245139	98	291	253044
46	269	245377	101	292	253288
49	271	246133	102	292	253370
52	273	246785	105	293	253614

Fuente: Elaboración propia.

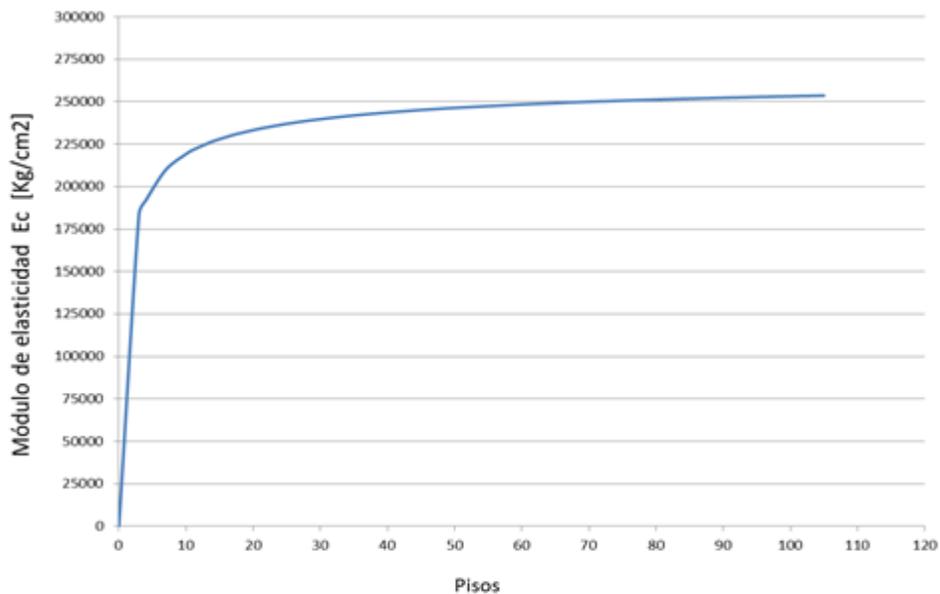
La evolución de la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad con respecto al tiempo se observan también en el Gráfico IV.1. y Gráfico IV.2. obtenidos a partir de los valores contenidos en la Tabla IV.2.

Gráfico IV. 1. Resistencia a la compresión del concreto en función del tiempo.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 2. Módulo de elasticidad del concreto en función del tiempo.



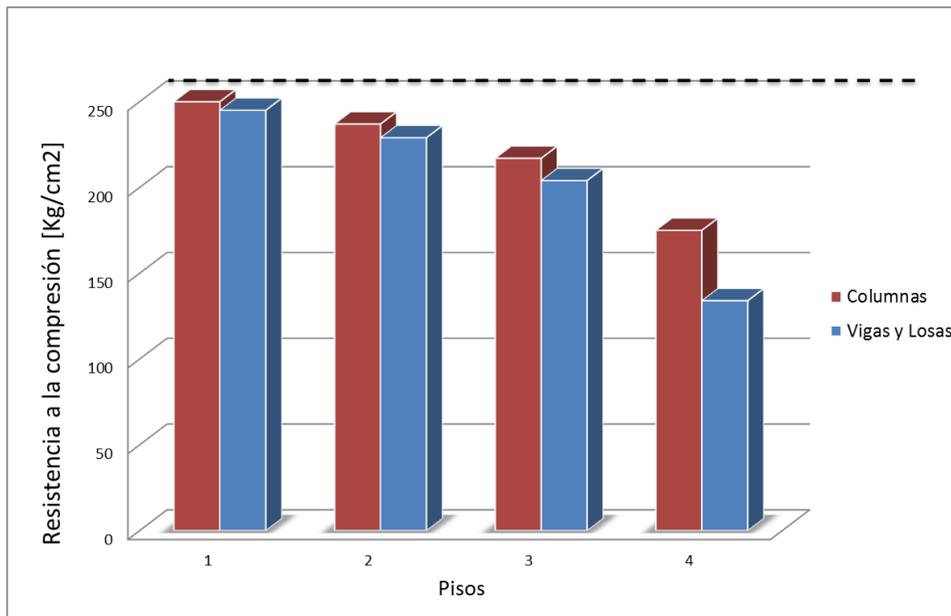
Fuente: Elaboración propia.

Se observa en los gráficos anteriores un crecimiento acelerado en la resistencia a compresión del concreto y el módulo de elasticidad, hasta alcanzar los veintiocho (28) días donde se observa un crecimiento lento.

Finalizada la construcción de un nivel de la estructura, se tiene una resistencia del 70% f_c para las columnas y de 54% f_c para las vigas y losas, en ese mismo nivel. Al terminar la construcción de un nivel superior, el nivel anterior alcanza una resistencia a la compresión de 87% f_c para las columnas y de 82% f_c para vigas y losas.

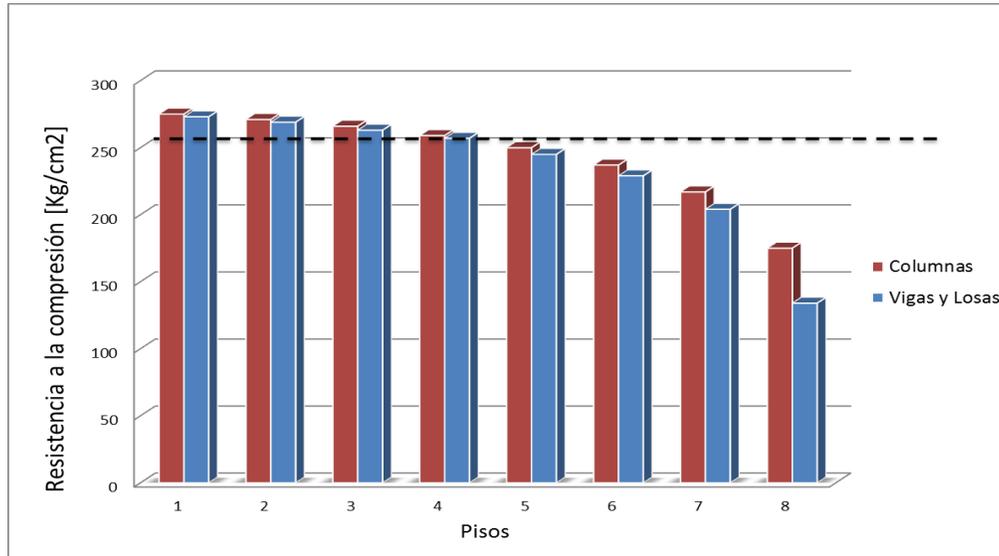
En los siguientes gráficos se muestran las resistencias a la compresión alcanzadas por las columnas, vigas y losas de la estructura una vez finalizados los niveles 4 (ETAPA 8), 8 (ETAPA 16), 12 (ETAPA 24).

Gráfico IV. 3. Resistencia a la compresión de columnas, vigas y losas de la estructura, una vez finalizado el Nivel 4 (ETAPA 8).



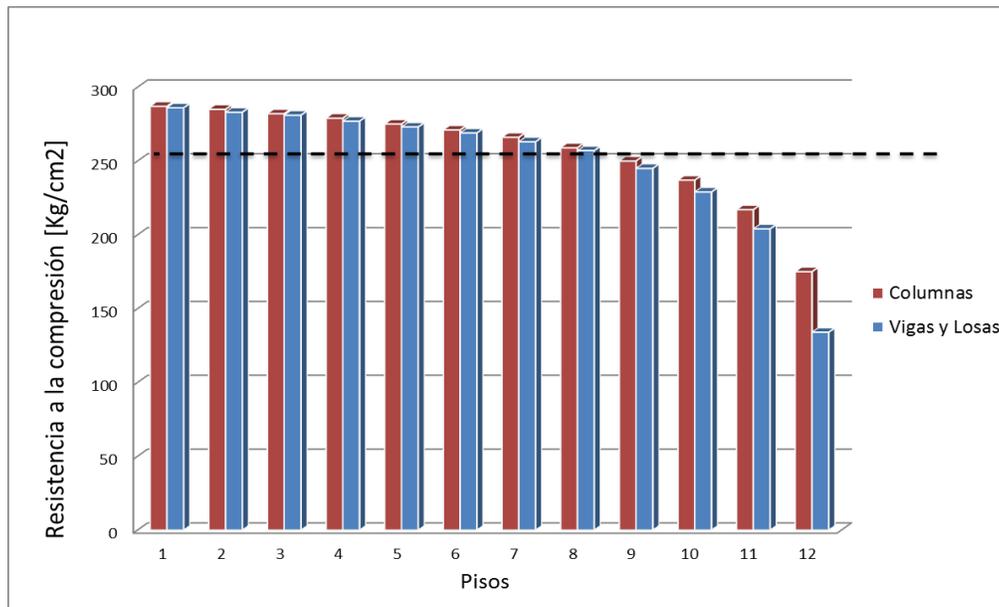
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 4. Resistencia a la compresión de columnas, vigas y losas de la estructura, una vez finalizado el Nivel 8 (ETAPA 16).



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 5. Resistencia a la compresión de columnas, vigas y losas de la estructura, una vez finalizado el Nivel 12 (ETAPA 24).



Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico IV.3 se observa como finalizada la construcción del nivel 4 de la estructura ninguno de los elementos estructurales ha alcanzado la resistencia de compresión $f'c$. Para los gráficos IV.4 y IV.5 se aprecia como en más de la mitad de los niveles construidos los miembros estructurales alcanzan la resistencia a la compresión $f'c$, y aquellos niveles donde no se alcanza, tienen por lo menos una resistencia de $80\%f'c$, exceptuando el último nivel construido.

IV. 3. Vulnerabilidad por cargas gravitatorias de la estructura durante las etapas constructivas.

La vulnerabilidad por cargas gravitatorias que puede tener la estructura en las etapas constructivas se determinó por las deflecciones sufridas por las vigas en toda la estructura. En las siguientes figuras se muestran los diagramas de las deflecciones y las fuerzas que actúan en la viga más desfavorable del Nivel 1 de la estructura.

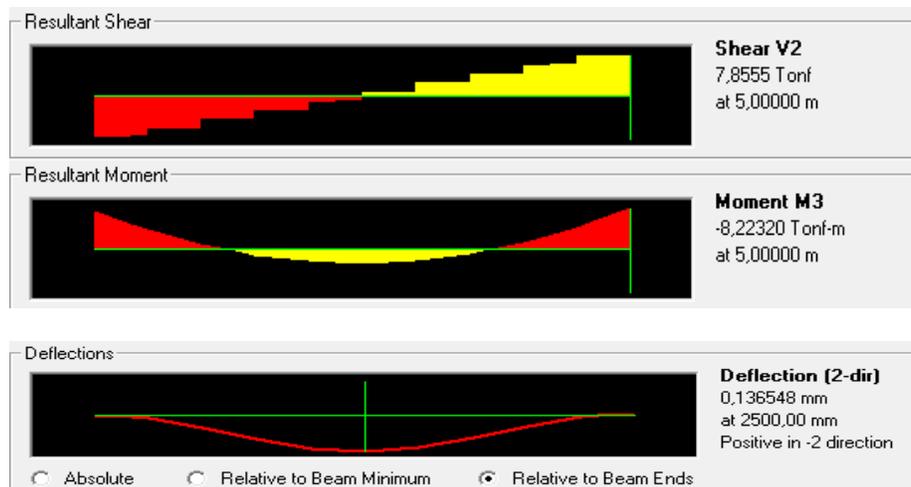


Figura IV. 1. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 2.

Fuente: CSI, 2009.

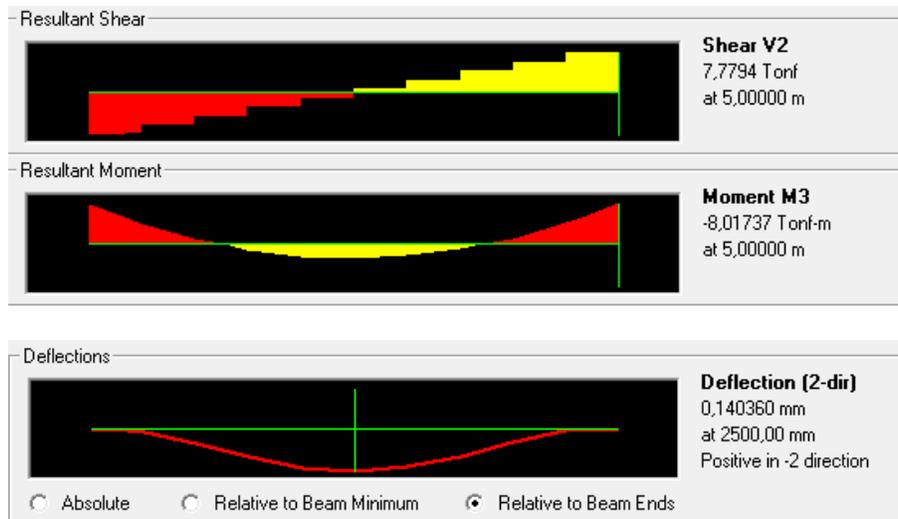


Figura IV. 2. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 4.

Fuente: CSI, 2009.

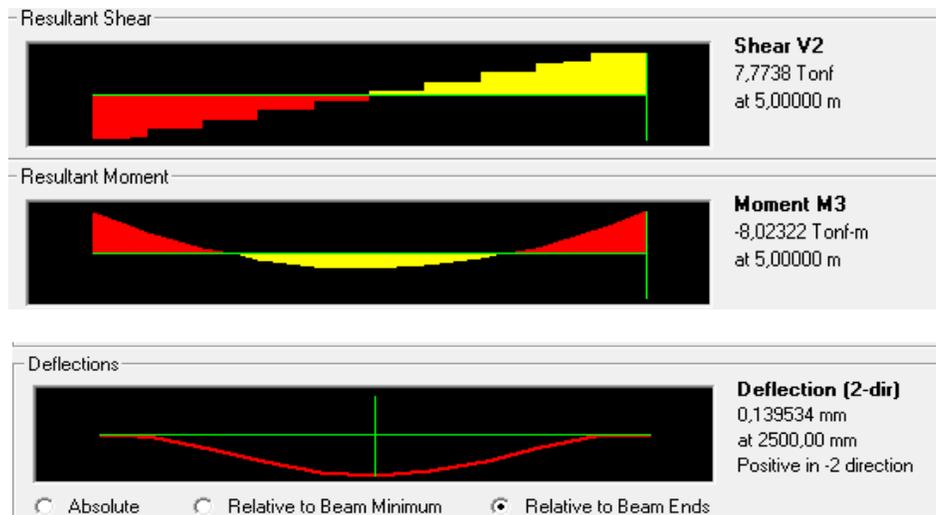


Figura IV. 3. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 6.

Fuente: CSI, 2009.

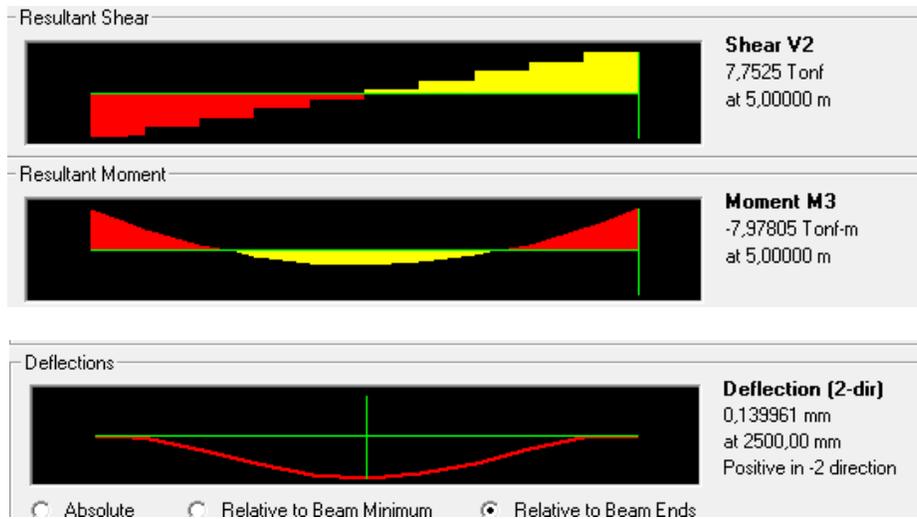


Figura IV. 4. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 8.

Fuente: CSI, 2009.

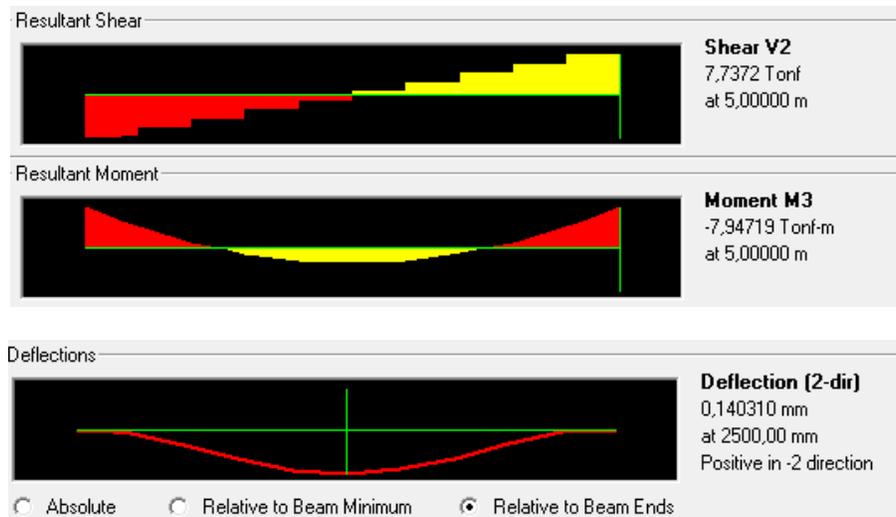


Figura IV. 5. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 10.

Fuente: CSI, 2009.

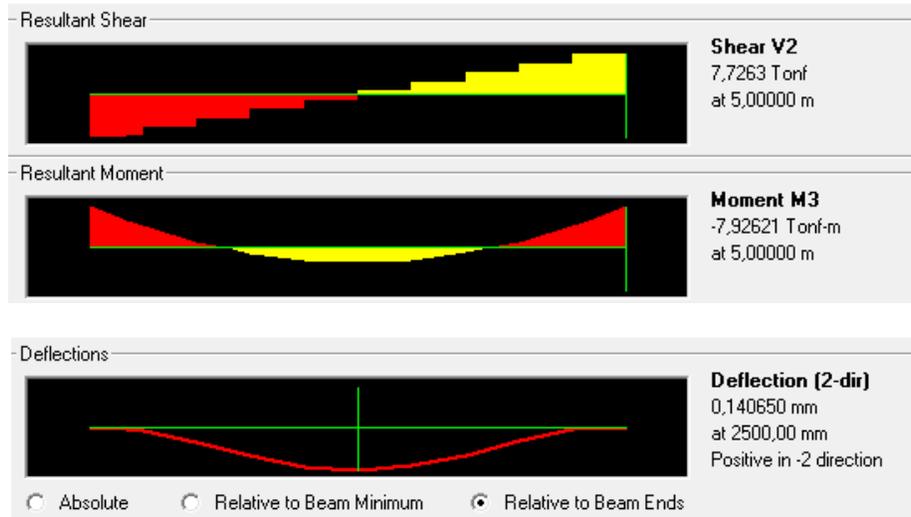


Figura IV. 6. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 12.

Fuente: CSI, 2009.

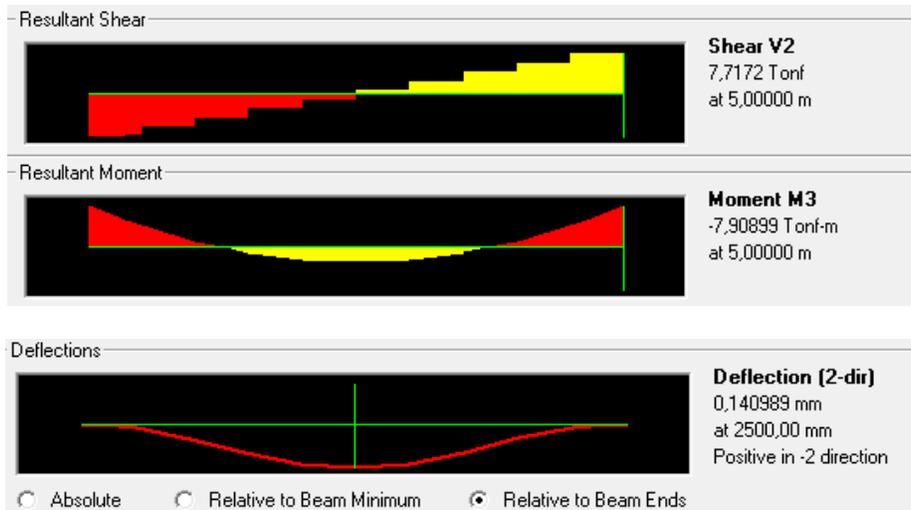


Figura IV. 7. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 14.

Fuente: CSI, 2009.

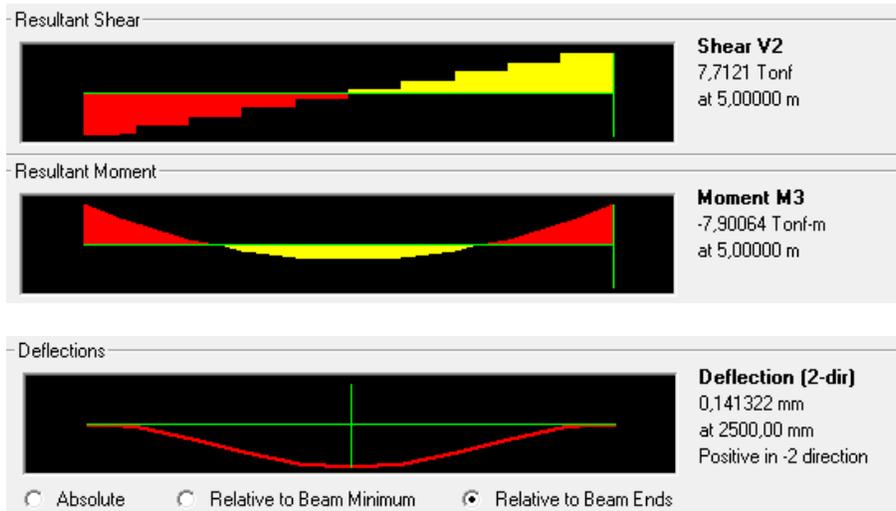


Figura IV. 8. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 16.

Fuente: CSI, 2009.

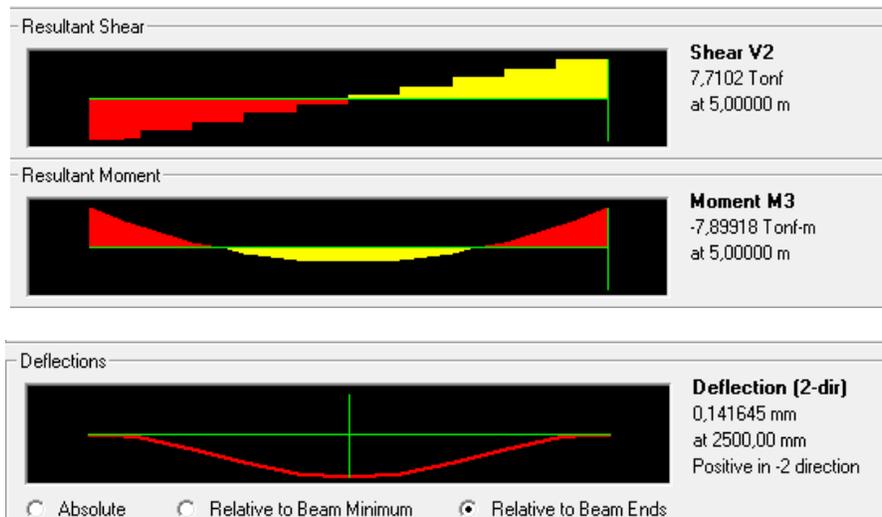


Figura IV. 9. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 18.

Fuente: CSI, 2009.

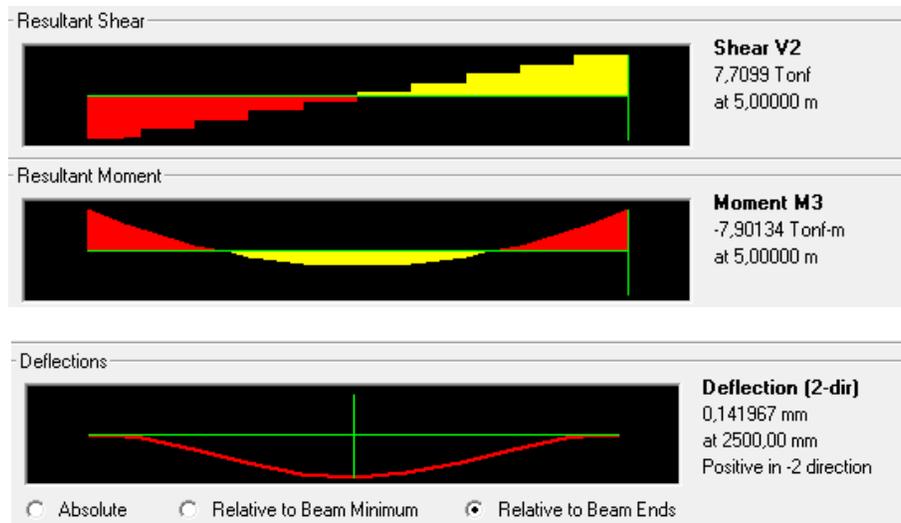


Figura IV. 10. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 20.

Fuente: CSI, 2009.

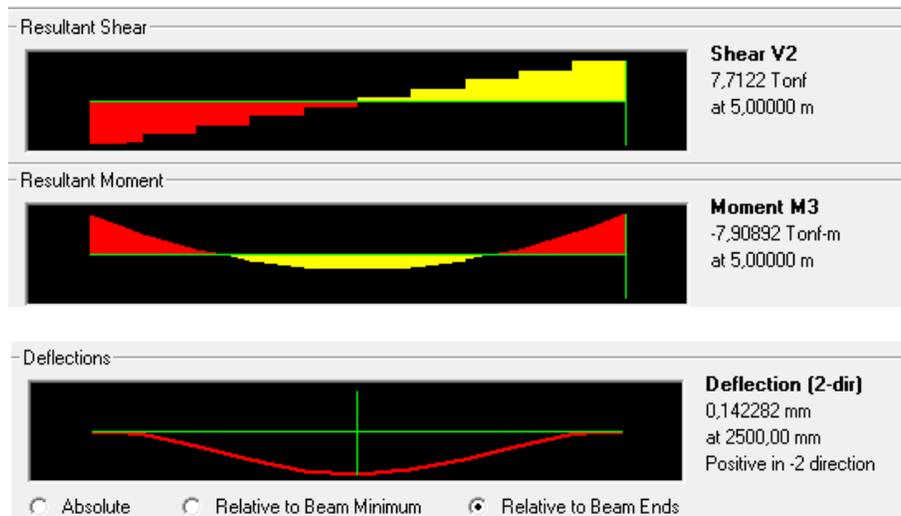


Figura IV. 11. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 22.

Fuente: CSI, 2009.

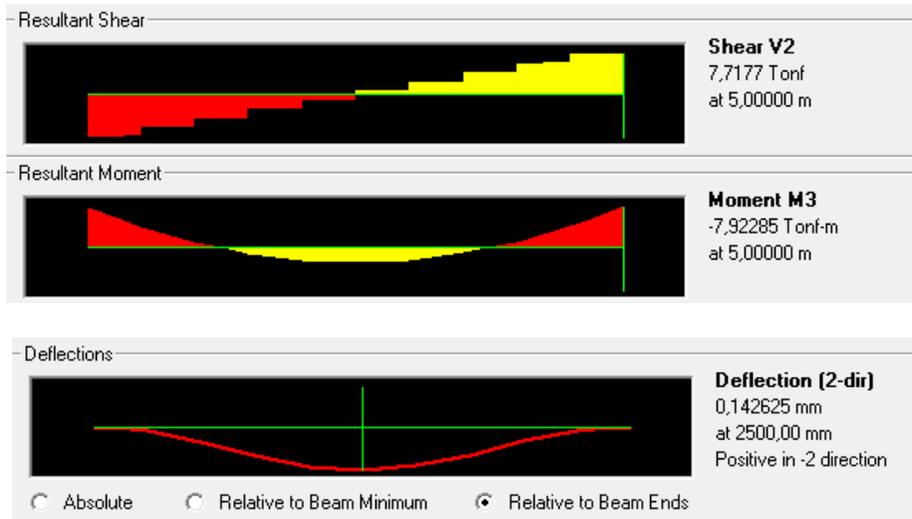


Figura IV. 12. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 24.

Fuente: CSI, 2009.

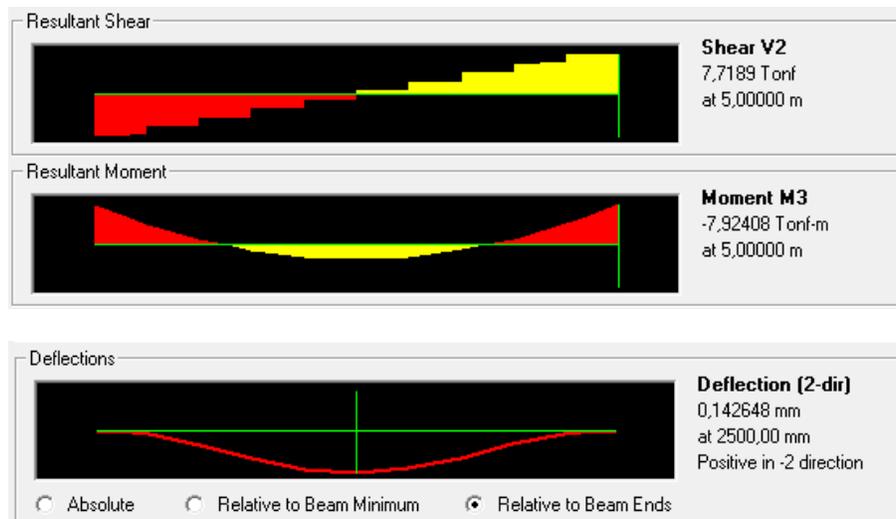


Figura IV. 13. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 25 (F'C 28 DÍAS).

Fuente: CSI, 2009.

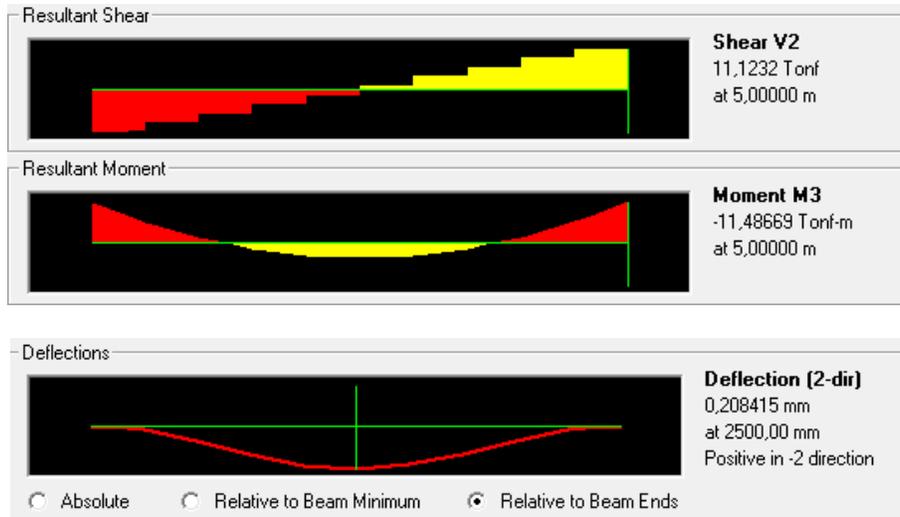


Figura IV. 14. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 25. (F' C 28 DÍAS CON SCP)

Fuente: CSI, 2009.

Tabla IV. 3. Fuerzas de corte, de momento y deformaciones en la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, durante la etapa constructiva de la estructura.

VIGA NIVEL 1, TRAMO CD			
ETAPA	CORTE (Tf)	MOMENTO (Tf-m)	DEFORMACIÓN (mm)
2	7,856	8,223	0,137
4	7,779	8,017	0,140
6	7,774	8,023	0,140
8	7,752	7,978	0,140
10	7,737	7,947	0,140
12	7,726	7,926	0,141
14	7,717	7,909	0,141
16	7,712	7,900	0,141
18	7,710	7,899	0,142
20	7,710	7,901	0,142
22	7,712	7,909	0,142
24	7,718	7,923	0,143
25	7,719	7,924	0,143
25 (SCP)	11,123	11,487	0,208

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los gráficos y la tabla anterior, se observa que para la viga estudiada las fuerzas de corte y de momento se mantienen prácticamente constantes, solo en la primera etapa (ETAPA 2) se aprecia un cambio muy pequeño con respecto a la siguiente etapa (ETAPA 4). En la última etapa (ETAPA 25 SCP) se observa un aumento debido a que se considera la sobrecarga permanente de la estructura. Esta viga puede resistir momentos no mayores de 49T-m (obtenido del SAP2000 Ver Figura IV.20), por lo que los momentos que se generan en la viga para cargas gravitacionales no exceden su momento capacidad.

Capacity Moment (Left)				
Long.Rebar	Long.Rebar	Cap.Moment	Cap.Moment	
As(Bot)	As(Top)	Mpos	Mneg	
0,001	0,002	37,525	49,057	
Capacity Moment (Right)				
Long.Rebar	Long.Rebar	Cap.Moment	Cap.Moment	
As(Bot)	As(Top)	Mpos	Mneg	
0,001	0,002	37,525	49,057	

Figura IV. 15. Momento resistente de la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, de la estructura sismoresistente diseñada.

Fuente: CSI, 2009.

En cuanto a las deformaciones se tiene que estas están dentro de un valor promedio de 0,14mm y de 0,21mm considerando la sobrecarga permanente. Estos valores dan por debajo de la máxima deformación admisible, la cual según la norma COVENIN 1753-2006, específicamente en el punto 9.6.2., es de 13mm.

Para estudiar la vulnerabilidad por cargas verticales en las columnas de la estructura en las etapas constructivas, se obtuvieron las fuerzas axiales, de corte y de momento a través de los diagramas mostrados en las siguientes figuras para una de las columnas más desfavorables del Nivel 1 de la estructura.

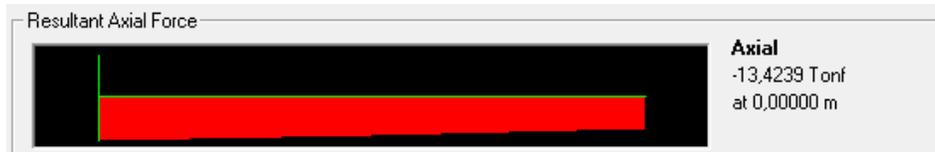


Figura IV. 16. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 2.

Fuente: CSI, 2009.

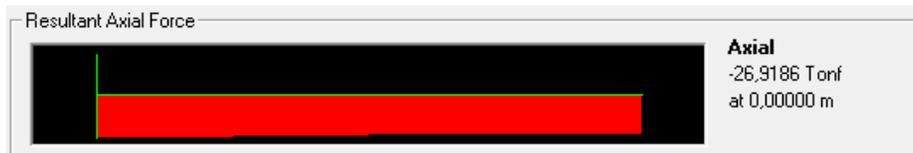


Figura IV. 17. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 4.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 18. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 6.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 19. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 8.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 20. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 10.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 21. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 12.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 22. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 14.

Fuente: CSI, 2009.

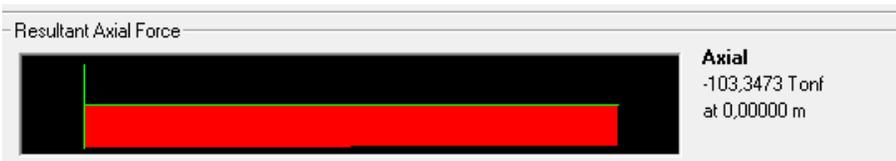


Figura IV. 23. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 16.

Fuente: CSI, 2009.

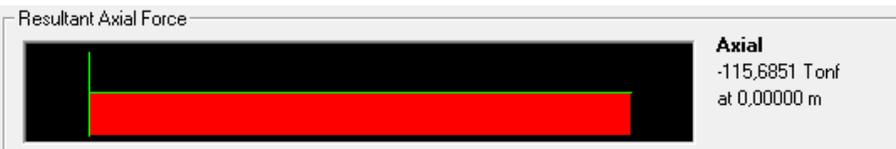


Figura IV. 24. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 18.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 25. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 20.

Fuente: CSI, 2009.

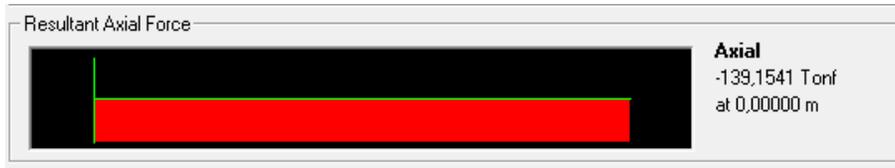


Figura IV. 26. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 22.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 27. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 24.

Fuente: CSI, 2009.

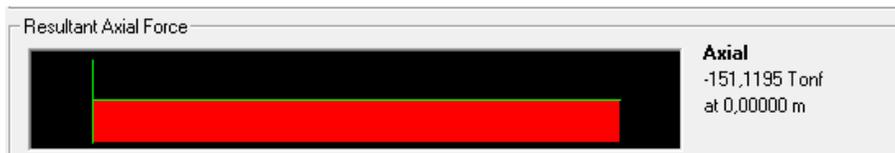


Figura IV. 28. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 29. Carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 30. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 2.

Fuente: CSI, 2009.

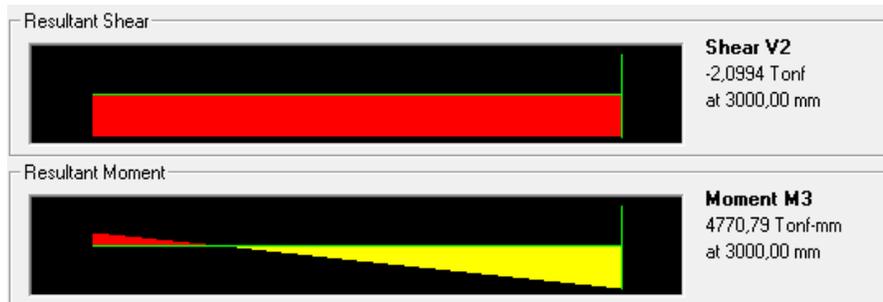


Figura IV. 31. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 4.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 32. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 6.

Fuente: CSI, 2009.

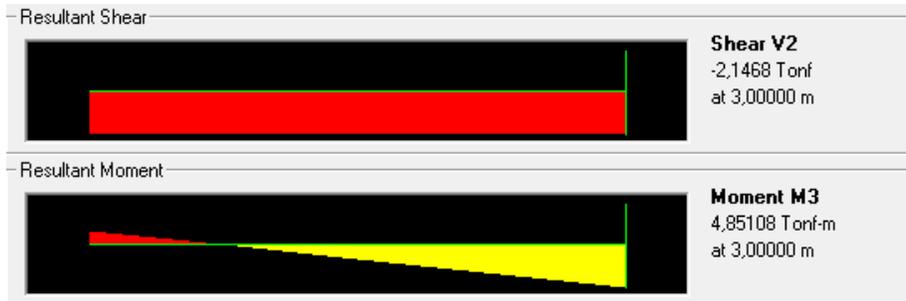


Figura IV. 33. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 8.

Fuente: CSI, 2009.

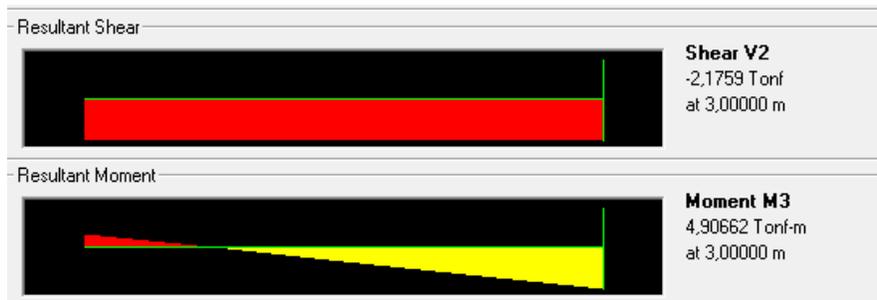


Figura IV. 34. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 10.

Fuente: CSI, 2009.

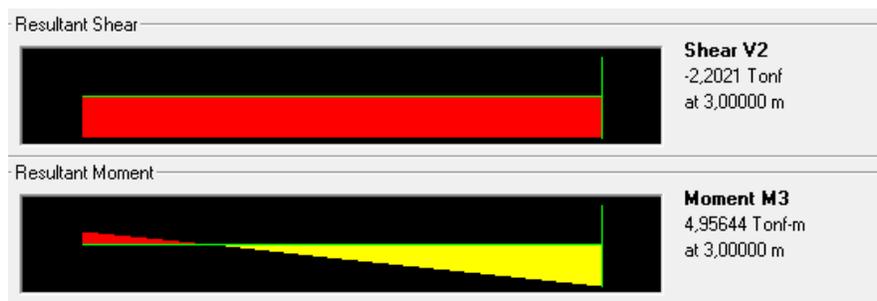


Figura IV. 35. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 12.

Fuente: CSI, 2009.

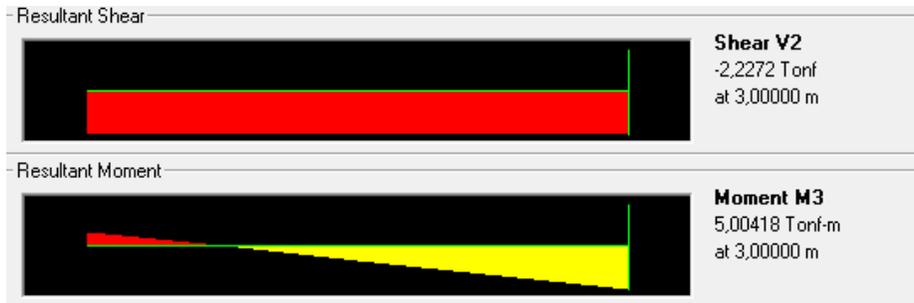


Figura IV. 36. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 14.

Fuente: CSI, 2009.

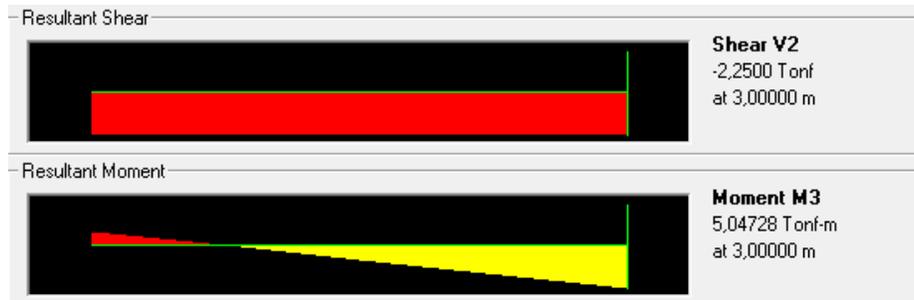


Figura IV. 37. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 16.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 38. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 18.

Fuente: CSI, 2009.

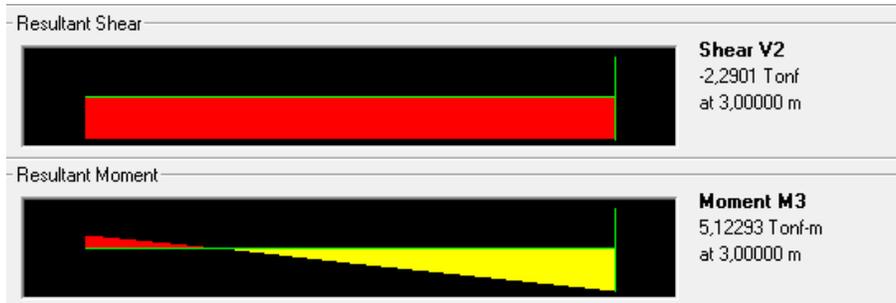


Figura IV. 39. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 20.

Fuente: CSI, 2009.

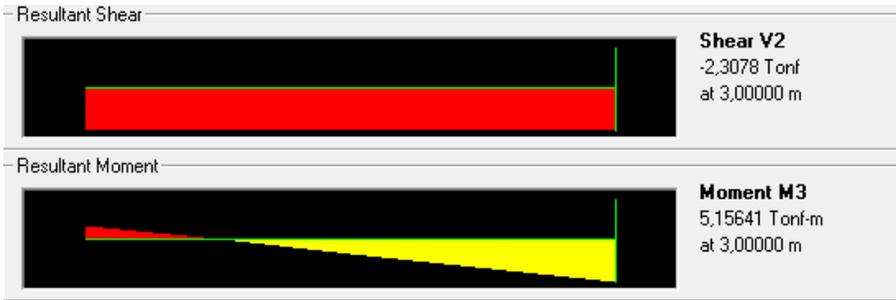


Figura IV. 40. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 22.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 41. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 24.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 42. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25 (F' C 28 DIAS).

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 43. Diagramas de corte, momento y deformaciones para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 25 (F' C 28 DIAS CON SCP).

Fuente: CSI, 2009.

Tabla IV. 4. Fuerzas de corte, de momento y axiales en la columna 2-A del Nivel 1, durante la etapa constructiva de la estructura.

COLUMNA NIVEL 1, 2A			
ETAPA	CORTE (Tf)	MOMENTO (Tf-m)	CARGA AXIAL (Tf)
2	2,095	4,975	13,424
4	2,095	4,770	26,919
6	2,117	4,792	40,52
8	2,147	4,851	53,225
10	2,176	4,907	66,027
12	2,202	4,956	78,941
14	2,227	5,004	91,103
16	2,250	5,047	103,347
18	2,270	5,086	115,686
20	2,290	5,123	127,392
22	2,308	5,156	139,154
24	2,325	5,189	151,105
25	2,325	5,189	151,12
25 (SCP)	2,955	6,509	189,308

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos de los gráficos y la tabla anterior muestran que para la columna estudiada las fuerzas de corte y de momento tienen en general un crecimiento bajo y constante durante el progreso de las etapas constructivas. En la última etapa (ETAPA 25 SCP) se aprecia un crecimiento mayor en las fuerzas de corte y momento, ya que se considera la sobrecarga. Esta columna puede resistir momentos no mayores de 247T-m (obtenido del SAP2000 Ver Figura IV.49), por lo que los momentos que se generan en la columna producto de las cargas gravitacionales no exceden los momentos capacidad.

Capacity Shear		Shear Up	Long.Rebar As(Bot)	Long.Rebar As(Top)	Cap.Moment MposBot	Cap.Moment MnegTop	Cap.Moment MnegBot	Cap.Moment MposTop
Major Shear(U2)		16,352	3,745	3,745	247,676	247,676	247,676	247,676
Minor Shear(U3)		18,104	3,745	3,745	241,330	241,330	241,330	241,330

Figura IV. 44. Momento resistente de la columna 2-A del Nivel 1 de la estructura sismoresistente diseñada (T-m).

Fuente: CSI, 2009.

En cuanto a la carga axial se aprecia que la misma crece constantemente durante las etapas constructivas.

IV. 4. Vulnerabilidad sísmica de la estructura durante las etapas constructivas.

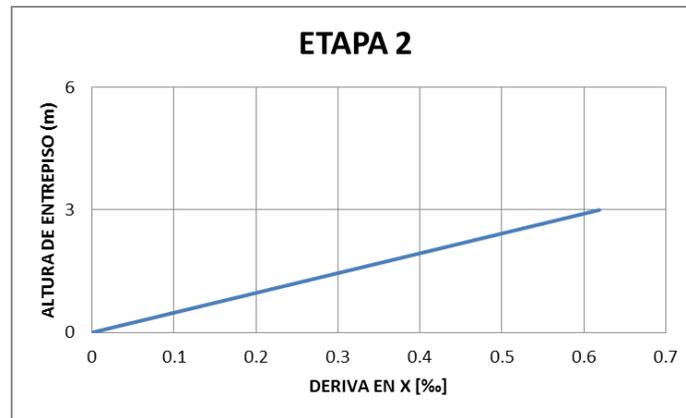
La respuesta sísmica de la estructura en sus etapas constructivas se obtuvo por un análisis dinámico lineal mediante el cálculo de las derivas de cada nivel de la estructura en su etapa de construcción. Los resultados obtenidos en la evolución de las etapas constructivas y niveles de la estructura se muestran en las siguientes tablas y gráficos:

Tabla IV. 5. Deriva normalizada, en la junta A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 1 (ETAPA 2).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δi_x (cm)	δi_y (cm)	δi_x ‰	δi_y ‰
1	327	0.0411	0.0387	0.1975	0.1857	0.0007	0.0006	0.6583	0.6192

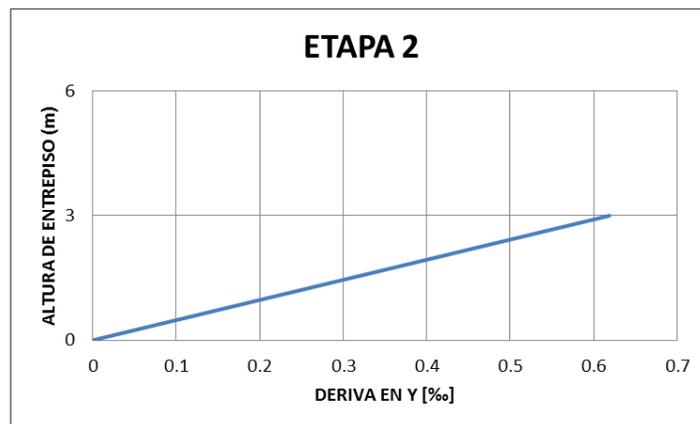
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV. 6. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 1.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 7. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 1.



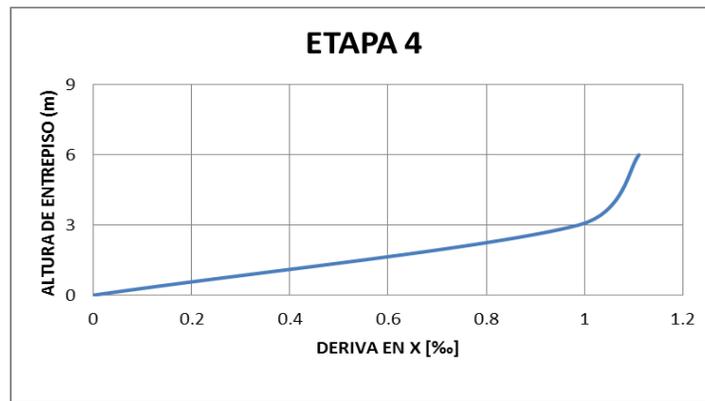
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 6. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 2 (ETAPA 4).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δi_x (cm)	δi_y (cm)	δi_x ‰	δi_y ‰
2	328	0.1312	0.1417	0.3332	0.3632	0.0011	0.0012	1.1108	1.2108
	327	0.0618	0.0661						
1				0.2966	0.3171	0.0010	0.0011	0.9885	1.0569

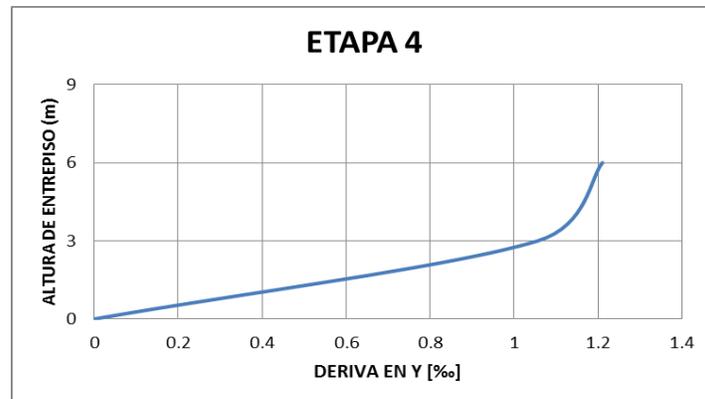
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV. 8. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 2.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 9. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 2.



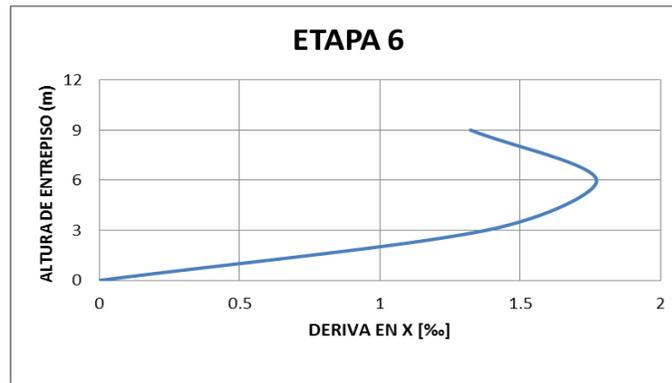
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 7. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 3 (ETAPA 6).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	δ_{ix} ‰	δ_{iy} ‰
3	329	0.2797	0.3128	0.3971	0.4501	0.0013	0.0015	1.3235	1.5002
	328	0.1969	0.2190						
2	327	0.0861	0.0925	0.5318	0.6073	0.0018	0.0020	1.7726	2.0244
1				0.4135	0.4440	0.0014	0.0015	1.3783	1.4799

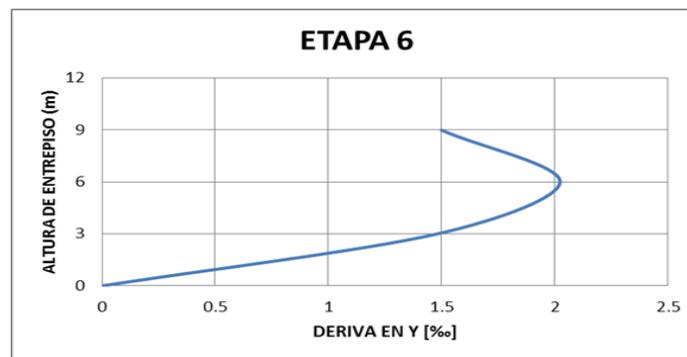
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV. 10. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 3.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 11. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 3.



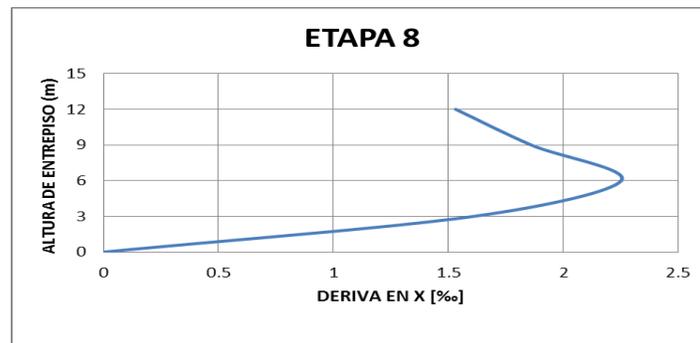
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 8. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 4 (ETAPA 8).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δi_x (cm)	δi_y (cm)	δi_x ‰	δi_y ‰
4	426	0.4535	0.5115	0.4596	0.5171	0.0015	0.0017	1.5320	1.7237
	329	0.3577	0.4038						
3	328	0.2415	0.2682	0.5580	0.6510	0.0019	0.0022	1.8601	2.1701
2	327	0.1007	0.1084	0.6759	0.7668	0.0023	0.0026	2.2529	2.5560
1				0.4833	0.5204	0.0016	0.0017	1.6109	1.7348

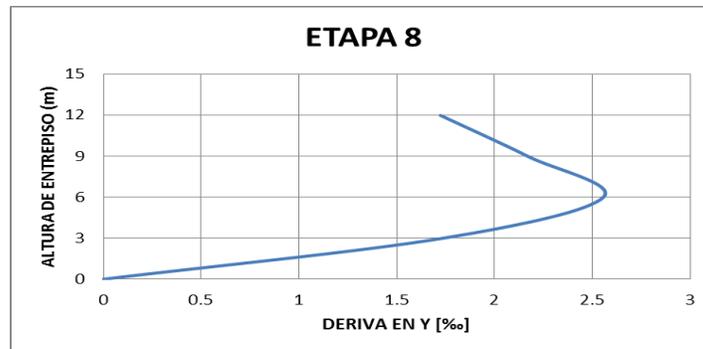
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.12. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 4.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV.13. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 4.



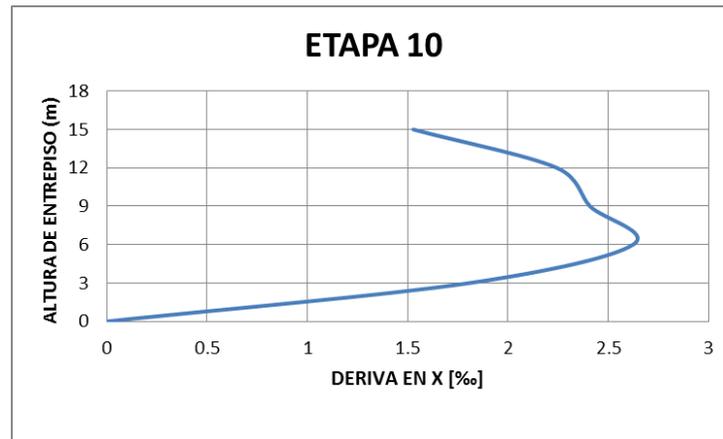
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 9. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 5 (ETAPA 10).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δi_x (cm)	δi_y (cm)	δi_x ‰	δi_y ‰
5	427	0.6634	0.7807	0.4584	0.5250	0.0015	0.0018	1.5279	1.7500
	426	0.5679	0.6714						
4	329	0.4276	0.5038	0.6732	0.8043	0.0022	0.0027	2.2439	2.6811
3				0.7228	0.8752	0.0024	0.0029	2.4092	2.9174
2	328	0.2770	0.3214	0.7872	0.9340	0.0026	0.0031	2.6241	3.1134
1	327	0.1130	0.1269						
				0.5426	0.6089	0.0018	0.0020	1.8086	2.0297

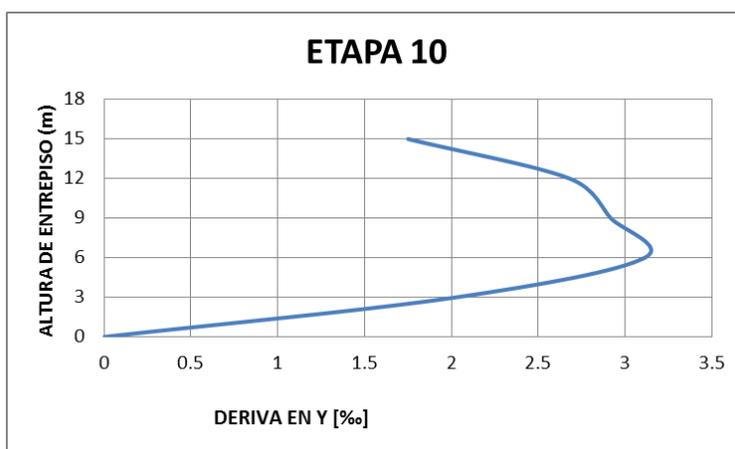
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.14. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 5.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV.15. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 5.



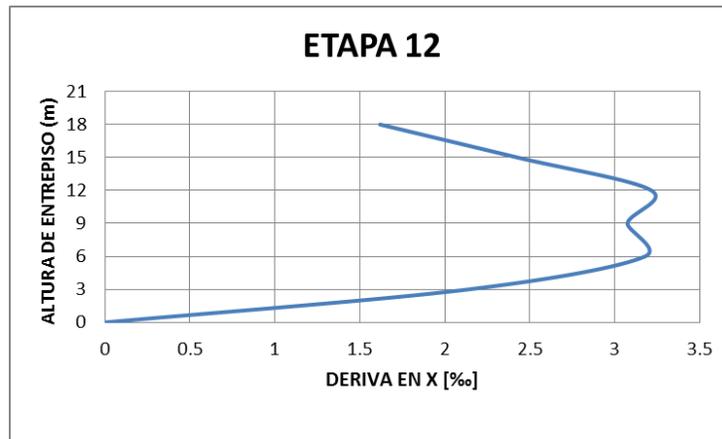
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 10. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 6 (ETAPA 12).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	δ_{ix} ‰	δ_{iy} ‰
6	428	0.9783	1.1521						
				0.4855	0.5546	0.0016	0.0018	1.6184	1.8488
5	427	0.8771	1.0366						
				0.7280	0.8625	0.0024	0.0029	2.4267	2.8751
4	426	0.7255	0.8569						
				0.9647	1.1411	0.0032	0.0038	3.2155	3.8037
3	329	0.5245	0.6191						
				0.9224	1.1166	0.0031	0.0037	3.0748	3.7221
2	328	0.3323	0.3865						
				0.9534	1.1343	0.0032	0.0038	3.1780	3.7809
1	327	0.1337	0.1502						
				0.6418	0.7210	0.0021	0.0024	2.1392	2.4033

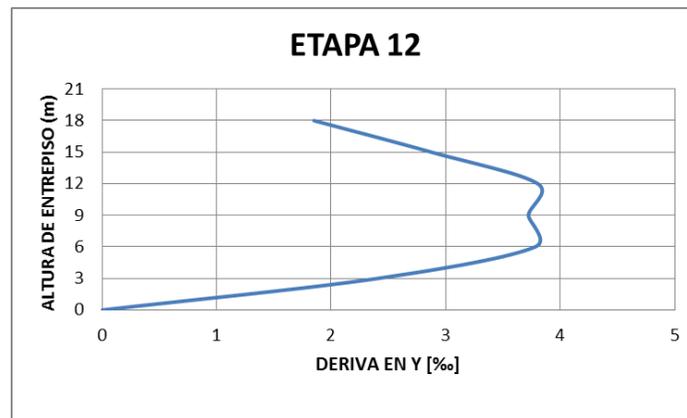
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.16. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 6.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV.17. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 6.



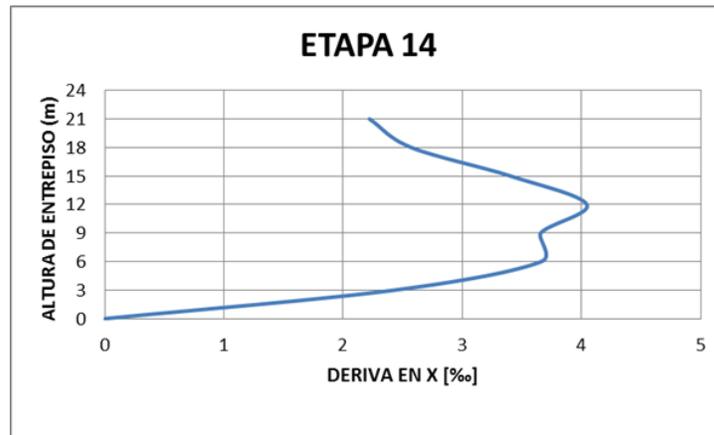
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 11. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 7 (ETAPA 14).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δi_x (cm)	δi_y (cm)	δi_x ‰	δi_y ‰
7	501	1.3744	1.6104						
				0.6662	0.7345	0.0022	0.0024	2.2207	2.4483
6	428	1.2356	1.4573						
				0.7714	0.9024	0.0026	0.0030	2.5712	3.0080
5	427	1.0749	1.2693						
				1.0211	1.2036	0.0034	0.0040	3.4036	4.0121
4	426	0.8621	1.0186						
				1.2133	1.4321	0.0040	0.0048	4.0445	4.7736
3	329	0.6094	0.7202						
				1.0974	1.3276	0.0037	0.0044	3.6579	4.4255
2	328	0.3807	0.4436						
				1.0987	1.3100	0.0037	0.0044	3.6624	4.3665
1	327	0.1518	0.1707						
				0.7288	0.8195	0.0024	0.0027	2.4295	2.7317

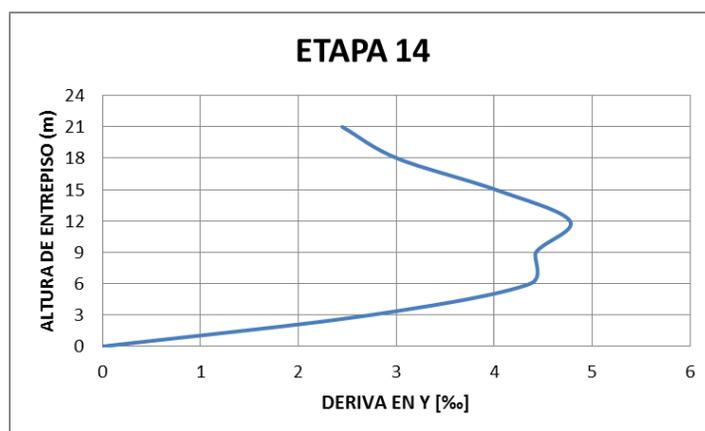
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.18. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 7.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV.19. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 7.



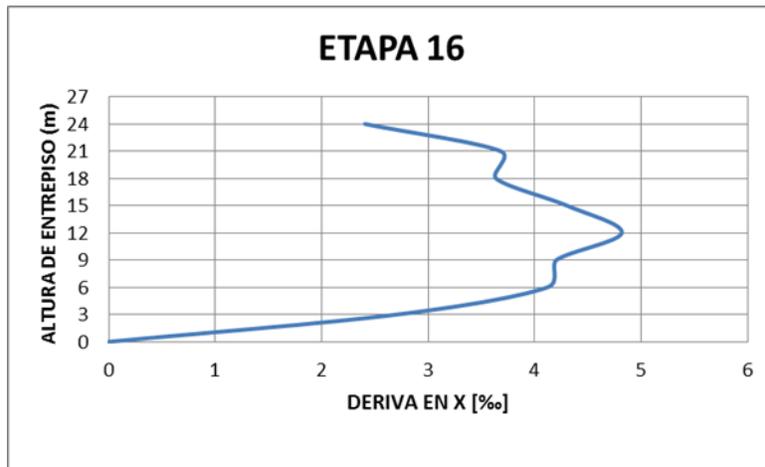
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 12. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 8 (ETAPA 16).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δi_x (cm)	δi_y (cm)	δi_x ‰	δi_y ‰
8	502	1.8672	2.0800	0.7220	0.7548	0.0024	0.0025	2.4066	2.5161
	501	1.7167	1.9227						
7	428	1.4867	1.6765	1.1044	1.1816	0.0037	0.0039	3.6813	3.9388
6	427	1.2594	1.4228	1.0910	1.2180	0.0036	0.0041	3.6365	4.0598
	426	0.9904	1.1202						
5	329	0.6893	0.7809	1.2910	1.4522	0.0043	0.0048	4.3033	4.8408
	328	0.4266	0.4769						
4	327	0.1690	0.1824	1.4454	1.6288	0.0048	0.0054	4.8180	5.4295
3				1.2610	1.4593	0.0042	0.0049	4.2032	4.8643
2				1.2362	1.4136	0.0041	0.0047	4.1207	4.7119
1				0.8114	0.8755	0.0027	0.0029	2.7048	2.9183

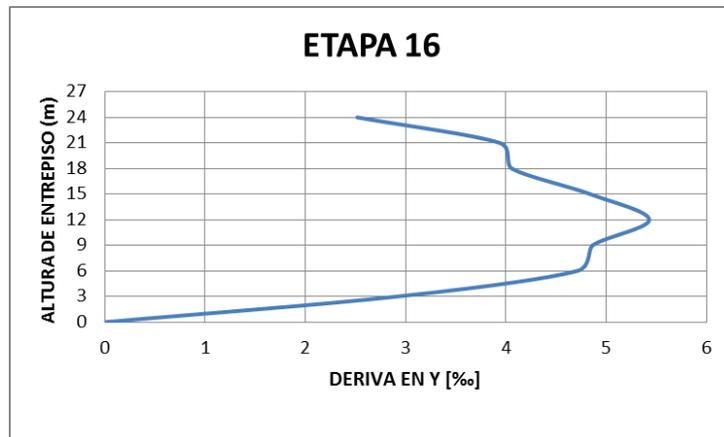
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.20. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 8.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV.21. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 8.



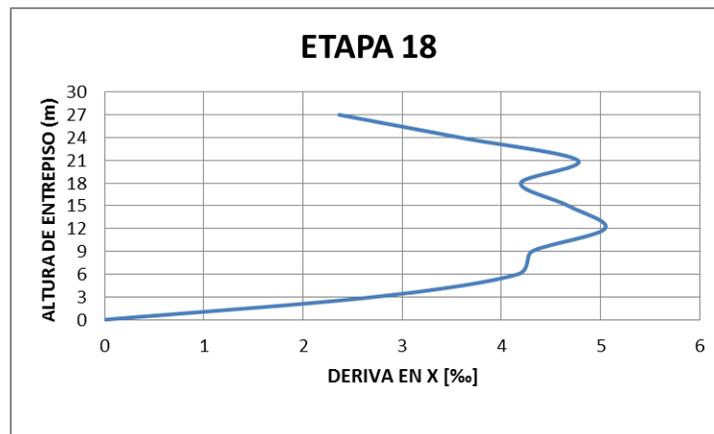
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 13. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 9 (ETAPA 18).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	δ_{ix} ‰	δ_{iy} ‰
9	503	2.2389	2.3882	0.7092	0.7103	0.0024	0.0024	2.3640	2.3676
	502	2.0911	2.2402						
8	501	1.8673	2.0109	1.0744	1.1007	0.0036	0.0037	3.5815	3.6690
	428	1.5692	1.7044						
6	427	1.3071	1.4232	1.2583	1.3501	0.0042	0.0045	4.1945	4.5003
	426	1.0149	1.1070						
4	329	0.6997	0.7650	1.4024	1.5176	0.0047	0.0051	4.6746	5.0586
	328	0.4305	0.4649						
2	327	0.1700	0.1773	1.5130	1.6415	0.0050	0.0055	5.0432	5.4718
1				1.2923	1.4406	0.0043	0.0048	4.3078	4.8019
				1.2502	1.3806	0.0042	0.0046	4.1674	4.6019
				0.8160	0.8509	0.0027	0.0028	2.7200	2.8364

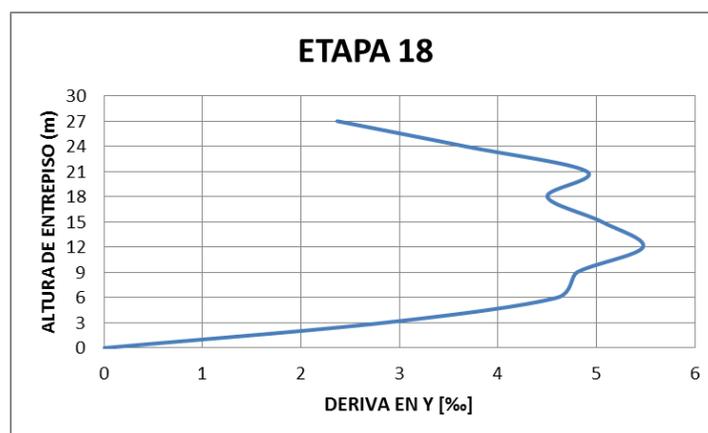
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.22. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 9.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV.23. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 9.



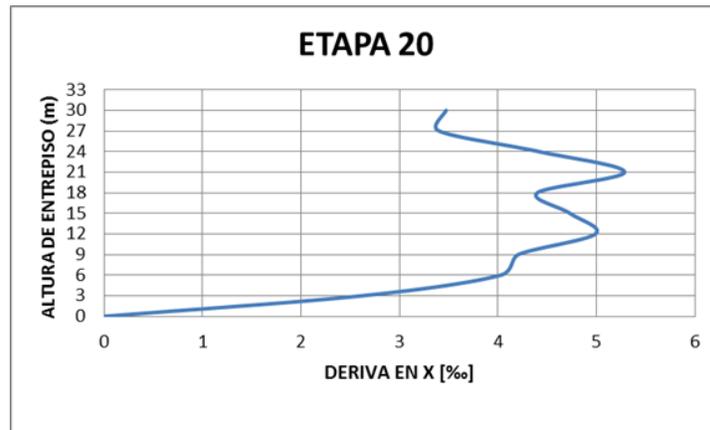
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 14. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 10 (ETAPA 20).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	δ_{ix} ‰	δ_{iy} ‰
10	576	2.5966	2.7478						
				1.0419	1.0081	0.0035	0.0034	3.4731	3.3604
9	503	2.3796	2.5378						
				1.0200	1.0345	0.0034	0.0034	3.4001	3.4484
8	502	2.1670	2.3223						
				1.3244	1.3585	0.0044	0.0045	4.4146	4.5283
7	501	1.8911	2.0392						
				1.5857	1.6326	0.0053	0.0054	5.2856	5.4420
6	428	1.5608	1.6991						
				1.3199	1.4162	0.0044	0.0047	4.3996	4.7208
5	427	1.2858	1.4041						
				1.4194	1.5399	0.0047	0.0051	4.7313	5.1331
4	426	0.9901	1.0833						
				1.4966	1.6282	0.0050	0.0054	4.9887	5.4275
3	329	0.6783	0.7440						
				1.2616	1.4090	0.0042	0.0047	4.2054	4.6966
2	328	0.4155	0.4505						
				1.2086	1.3398	0.0040	0.0045	4.0286	4.4660
1	327	0.1637	0.1714						
				0.7857	0.8226	0.0026	0.0027	2.6190	2.7420

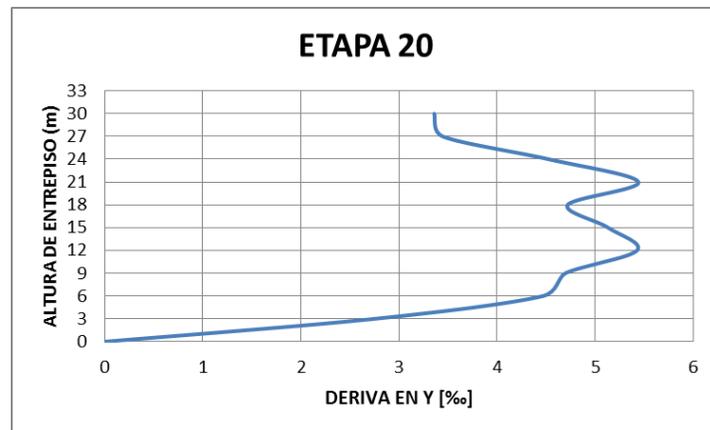
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.24. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 10.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV.25. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 10.



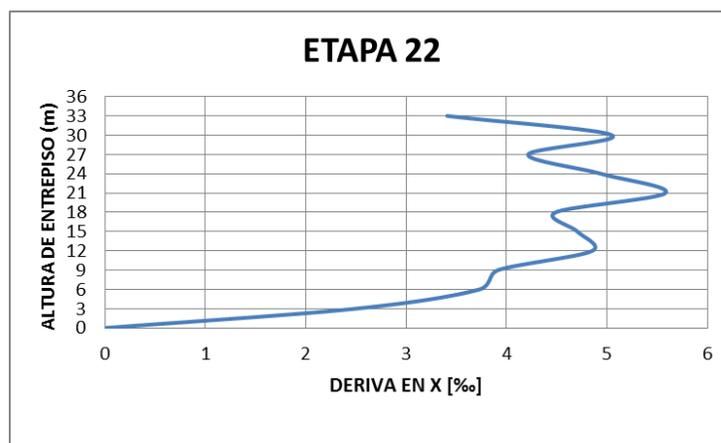
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 15. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 11 (ETAPA 22).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δi_x (cm)	δi_y (cm)	δi_x ‰	δi_y ‰
11	577	2.9610	3.1145						
				1.0223	0.9870	0.0034	0.0033	3.4075	3.2901
10	576	2.7480	2.9089						
				1.5145	1.4836	0.0050	0.0049	5.0484	4.9455
9	503	2.4325	2.5998						
				1.2643	1.2892	0.0042	0.0043	4.2145	4.2972
8	502	2.1691	2.3312						
				1.4816	1.5265	0.0049	0.0051	4.9388	5.0884
7	501	1.8604	2.0132						
				1.6746	1.7320	0.0056	0.0058	5.5820	5.7734
6	428	1.5115	1.6524						
				1.3469	1.4489	0.0045	0.0048	4.4898	4.8296
5	427	1.2309	1.3505						
				1.4116	1.5395	0.0047	0.0051	4.7054	5.1317
4	426	0.9368	1.0298						
				1.4560	1.5920	0.0049	0.0053	4.8532	5.3067
3	329	0.6335	0.6981						
				1.1740	1.3185	0.0039	0.0044	3.9133	4.3949
2	328	0.3889	0.4234						
				1.1187	1.2457	0.0037	0.0042	3.7292	4.1525
1	327	0.1559	0.1639						
				0.7481	0.7868	0.0025	0.0026	2.4937	2.6226

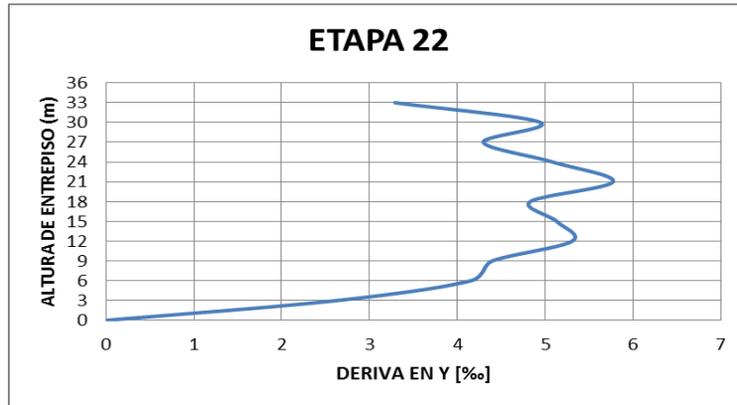
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV.26. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 11.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 27. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 11.



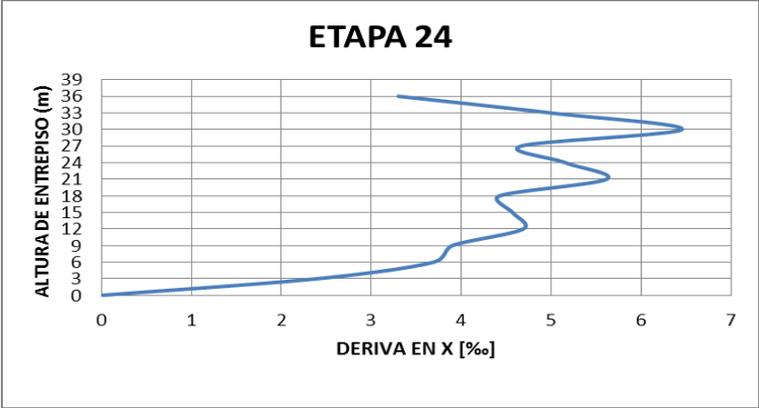
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 16. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 12 (ETAPA 24).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_x (cm)	Δi_y (cm)	δ_{ix} (cm)	δ_{iy} (cm)	δ_{ix} ‰	δ_{iy} ‰
12	578	3.3658	3.5344						
				0.9907	0.9646	0.0033	0.0032	3.3023	3.2153
11	577	3.1594	3.3334						
				1.4952	1.4707	0.0050	0.0049	4.9841	4.9023
10	576	2.8479	3.0271						
				1.9360	1.9071	0.0065	0.0064	6.4532	6.3569
9	503	2.4446	2.6297						
				1.4004	1.4358	0.0047	0.0048	4.6680	4.7860
8	502	2.1528	2.3306						
				1.5464	1.6025	0.0052	0.0053	5.1546	5.3416
7	501	1.8307	1.9968						
				1.6850	1.7535	0.0056	0.0058	5.6167	5.8451
6	428	1.4796	1.6315						
				1.3281	1.4356	0.0044	0.0048	4.4270	4.7853
5	427	1.2029	1.3324						
				1.3707	1.5063	0.0046	0.0050	4.5691	5.0212
4	426	0.9174	1.0186						
				1.4068	1.5538	0.0047	0.0052	4.6894	5.1794
3	329	0.6243	0.6948						
				1.1703	1.3228	0.0039	0.0044	3.9009	4.4093
2	328	0.3805	0.4193						
				1.1085	1.2485	0.0037	0.0042	3.6951	4.1615
1	327	0.1495	0.1592						
				0.7178	0.7640	0.0024	0.0025	2.3925	2.5467

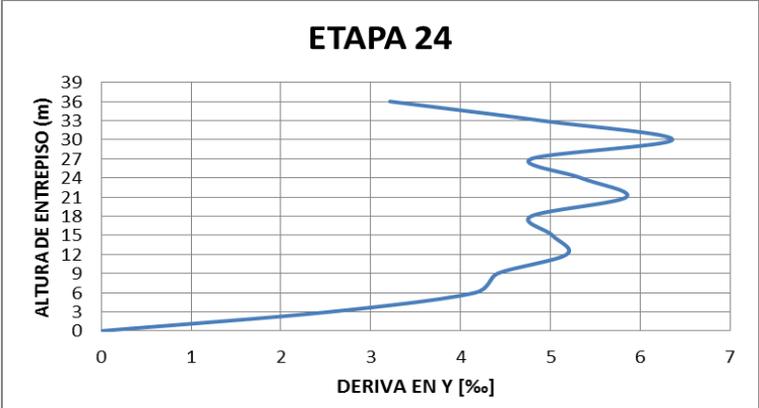
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV. 28. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 12.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 29. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 12.



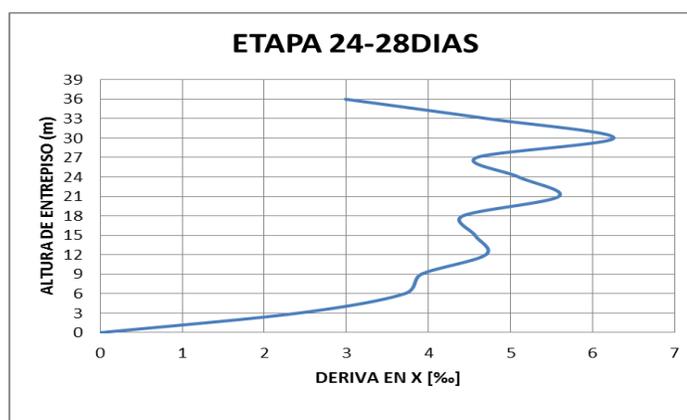
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV. 17. Derivas normalizadas, en las juntas A-1, para la estructura diseñada una vez finalizada la construcción del Nivel 12 (ETAPA 24-28DÍAS).

Nivel	Junta	Δe_{ix} Max (cm)	Δe_{iy} Max (cm)	Δi_{ix} (cm)	Δi_{iy} (cm)	δi_{ix} (cm)	δi_{iy} (cm)	δi_{ix} ‰	δi_{iy} ‰
12	578	3.6228	3.7916						
				0.9193	0.8987	0.0031	0.0030	3.0642	2.9956
11	577	3.4312	3.6044						
				1.5134	1.4841	0.0050	0.0049	5.0446	4.9469
10	576	3.1160	3.2952						
				2.0351	1.9969	0.0068	0.0067	6.7835	6.6564
9	503	2.6920	2.8792						
				1.5070	1.5361	0.0050	0.0051	5.0232	5.1203
8	503	2.3780	2.5592						
				1.6771	1.7283	0.0056	0.0058	5.5902	5.7609
7	502	2.0287	2.1991						
				1.8420	1.9060	0.0061	0.0064	6.1400	6.3532
6	501	1.6449	1.8021						
				1.4645	1.5663	0.0049	0.0052	4.8818	5.2209
5	428	1.3398	1.4758						
				1.5164	1.6573	0.0051	0.0055	5.0547	5.5243
4	427	1.0239	1.1305						
				1.5632	1.7212	0.0052	0.0057	5.2108	5.7373
3	426	0.6982	0.7719						
				1.3071	1.4629	0.0044	0.0049	4.3570	4.8764
2	328	0.4259	0.4671						
				1.2394	1.3885	0.0041	0.0046	4.1314	4.6283
1	327	0.1677	0.1779						
				0.8048	0.8537	0.0027	0.0028	2.6826	2.8457

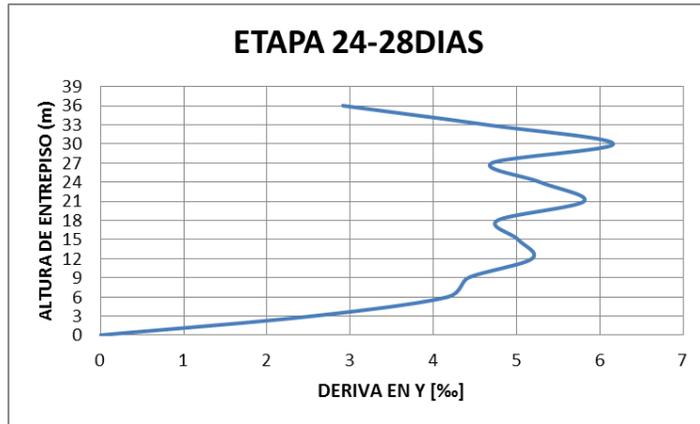
Fuente: Elaboración propia, adaptado de CSI, 2009.

Gráfico IV. 30. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección X, del Nivel 12 a los 28 días de finalizada la construcción de la estructura.



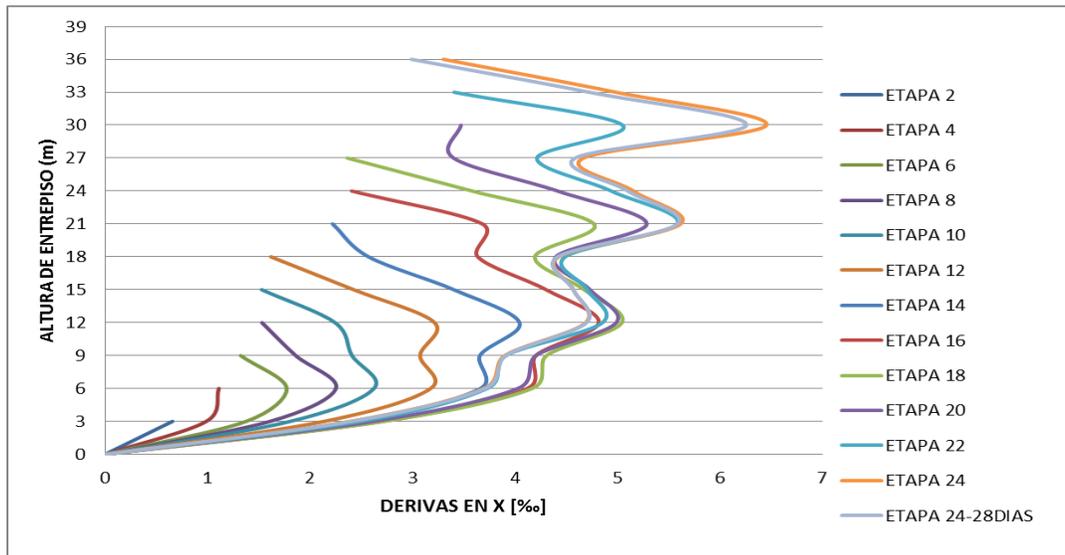
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 31. Deriva normalizada en función de la altura, en dirección Y, del Nivel 12 a los 28 días de finalizada la construcción de la estructura.



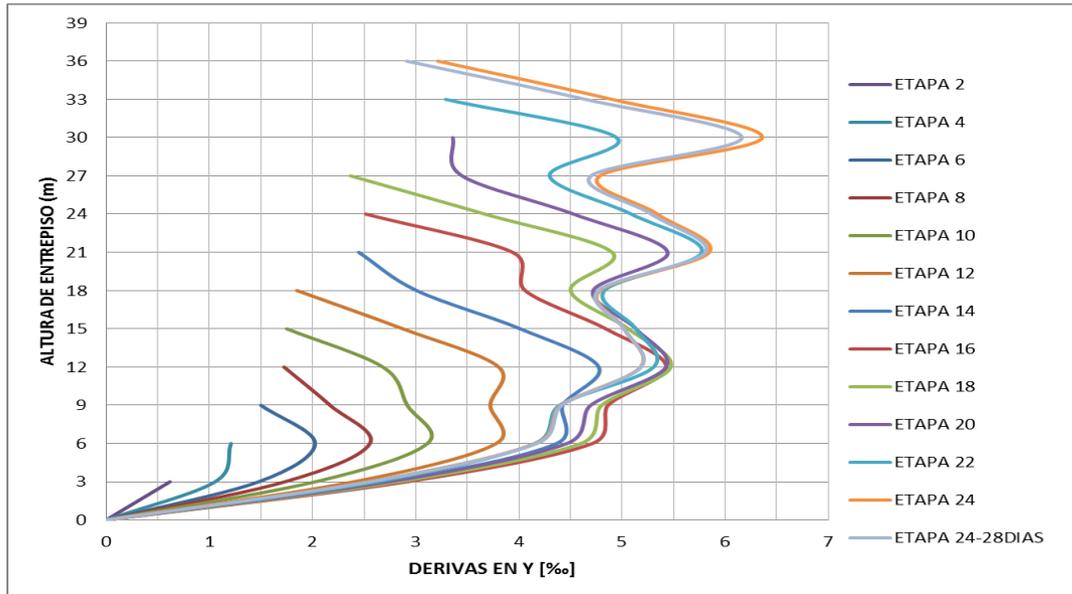
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 32. Derivas normalizadas en función de la altura, en dirección X, para cada una de las etapas constructivas de la estructura.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico IV. 33. Derivas normalizadas en función de la altura, en dirección Y, para cada una de las etapas constructivas de la estructura.



Fuente: Elaboración propia.

En las tablas y gráficos de desplazamientos y derivas de la estructura en sus etapas constructivas se observa como a medida que avanza cada etapa, los desplazamientos y derivas de piso van aumentando proporcionalmente.

Las mayores derivas de piso de la estructura en sus etapas constructivas se presentan en la ETAPA 24, teniendo para éstas valores en el rango del seis y siete por mil (6‰ - 7‰) en ambas direcciones.

Para el tipo de estructura diseñada el valor límite de deriva permitido es del dieciocho por mil (18‰), por lo que las derivas de la estructura en cada una sus etapas constructivas cumplen con los máximos valores límites permitidos.

Adicionalmente se chequearon las fuerzas actuantes en las vigas y columnas de la estructura incluyendo las acciones sísmicas. En las siguientes figuras se muestran los diagramas de fuerzas cortantes y momentos para la viga más desfavorable del Nivel 1 de la estructura.

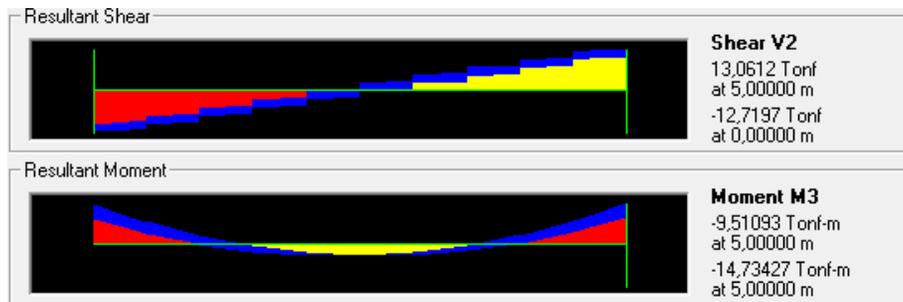


Figura IV. 45. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 2.

Fuente: CSI, 2009.

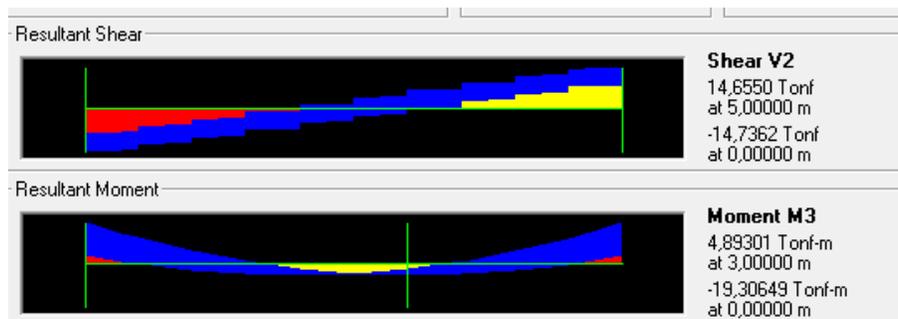


Figura IV. 46. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 4.

Fuente: CSI, 2009.

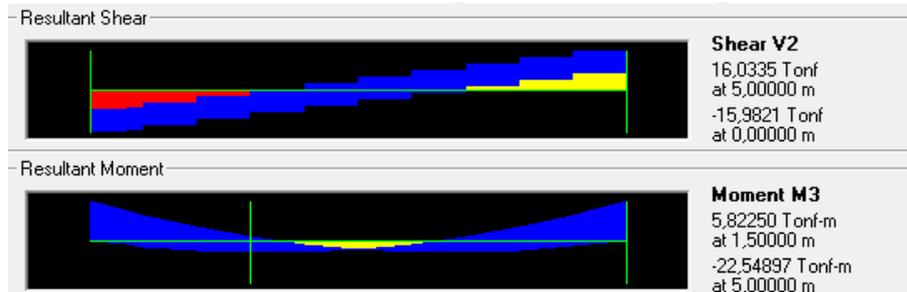


Figura IV. 47. Diagramas de corte y momento para la del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 6.

Fuente: CSI, 2009.

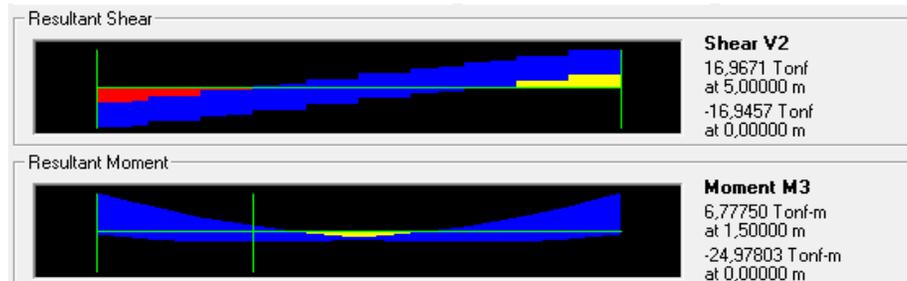


Figura IV. 48 Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 8.

Fuente: CSI, 2009.

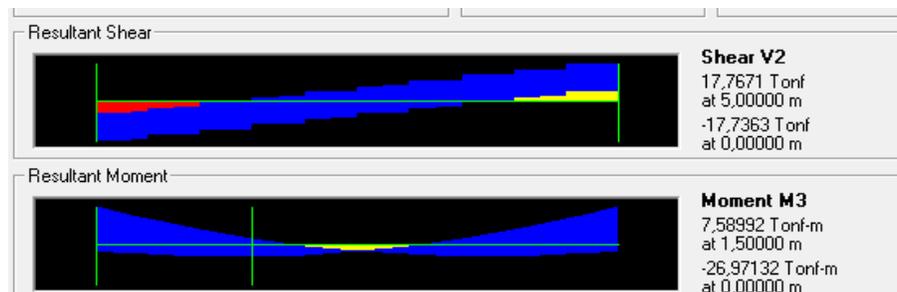


Figura IV. 49 .Diagramas de corte y momento para la del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 10.

Fuente: CSI, 2009.

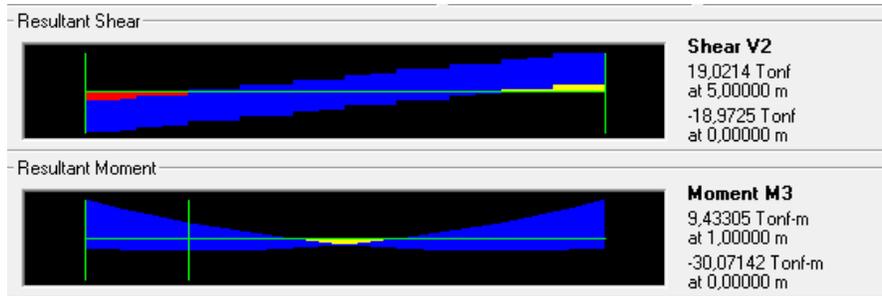


Figura IV. 50. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 12.

Fuente: CSI, 2009



Figura IV. 51. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 14.

Fuente: CSI, 2009.



Figura IV. 52. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 16.

Fuente: CSI, 2009.

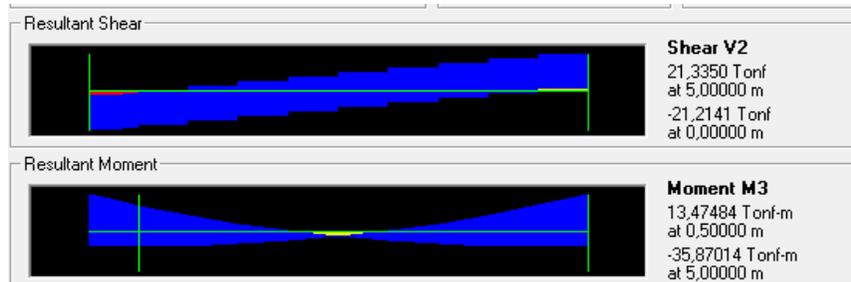


Figura IV. 53. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 18.

Fuente: CSI, 2009

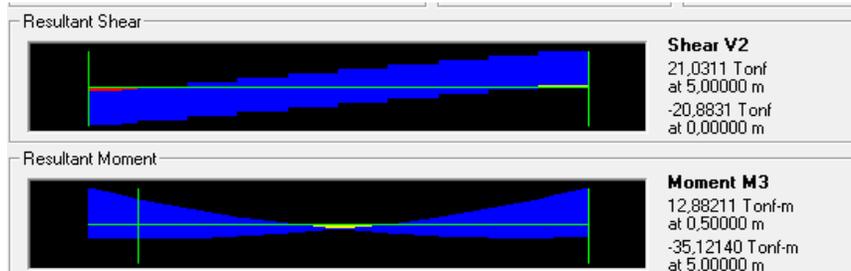


Figura IV. 54. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 20.

Fuente: CSI, 2009



Figura IV. 55. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 22.

Fuente: CSI, 2009

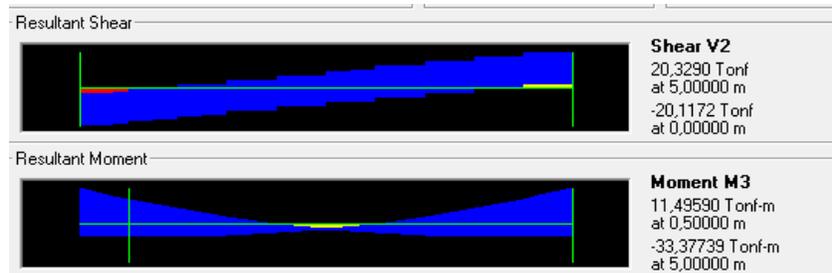


Figura IV. 56. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 24.

Fuente: CSI, 2009

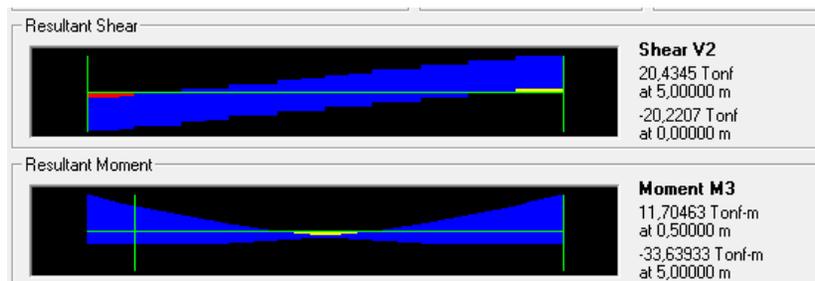


Figura IV. 57. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 24 (F'c 28 DÍAS)

Fuente: CSI, 2009

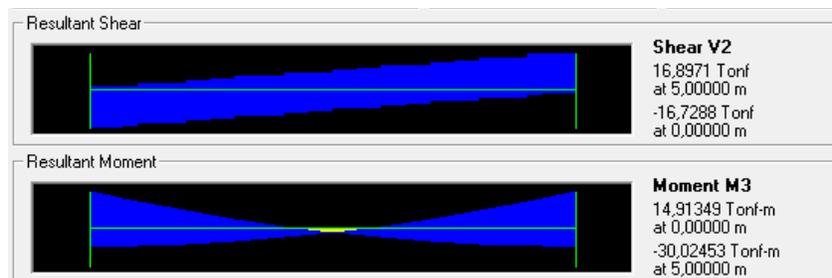


Figura IV. 58. Diagramas de corte y momento para la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, en la ETAPA 24 (F'c 28 DIAS-SCP)

Fuente: CSI, 2009

Tabla IV. 18. Fuerzas de corte y momento en la viga del Nivel 1, Pórtico 2, Tramo C-D, durante la etapa constructiva de la estructura.

VIGA NIVEL 1, TRAMO CD		
ETAPA	CORTE (Tf)	MOMENTO (Tf-m)
2	13.061	14.734
4	14.655	19.306
6	16.036	22.549
8	16.946	24.978
10	17.736	26.971
12	19.021	30.071
14	20.131	32.845
16	21.195	35.510
18	21.335	35.870
20	21.031	35.121
22	20.565	33.967
24	20.329	33.377
25	20.435	33.639
25 (SCP)	16.897	30.024

En la tabla y las figuras anteriores se aprecia como las fuerzas de corte y momentos crecen a medida que pasan las etapas constructivas, hasta que a partir del noveno nivel de la estructura (ETAPA 20) comienza un decrecimiento de dichas fuerzas. Al considerar las sobrecargas permanentes las fuerzas de corte y momento decrecen en un grado mayor. Esta viga está diseñada para resistir momentos no mayores de 47T-m (obtenido del SAP2000 Ver Figura IV.20), por lo que los momentos que se generan en la viga para cargas gravitacionales no exceden el momento de capacidad.

También se chequearon en las columnas de la estructura las fuerzas actuantes considerando las acciones sísmicas, se obtuvieron las fuerzas axiales, de corte y de momento a través de los diagramas mostrados en las siguientes figuras para una de las columnas más desfavorables del Nivel 1 de la estructura.

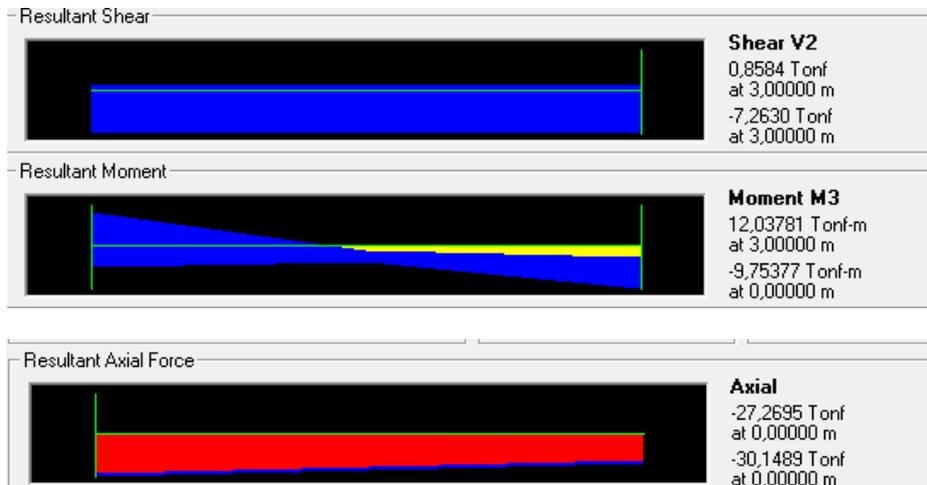


Figura IV. 59. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 2.

Fuente: CSI, 2009.

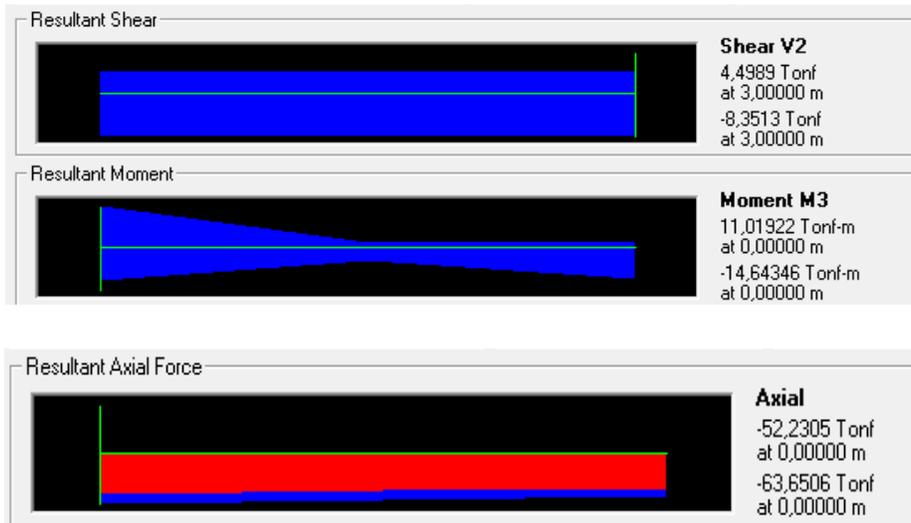


Figura IV. 60. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 4.

Fuente: CSI, 2009.

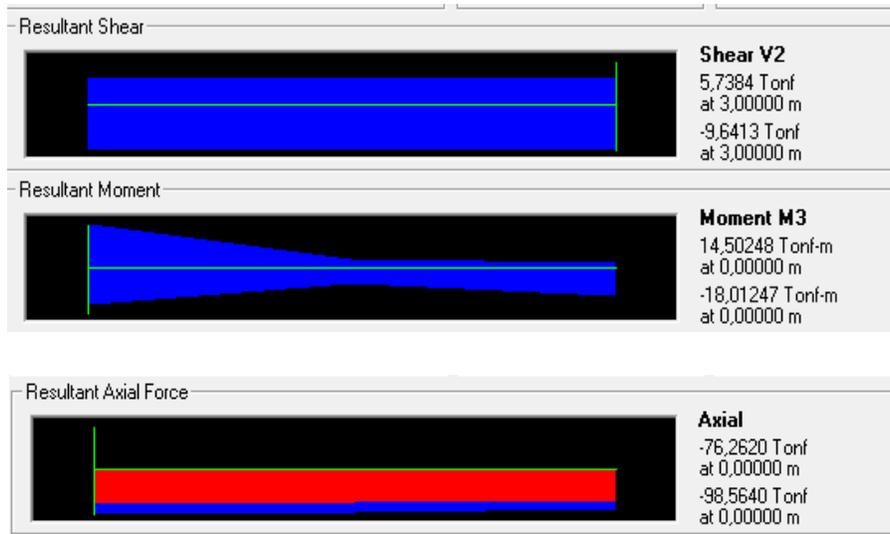


Figura IV. 61. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 6.

Fuente: CSI, 2009.

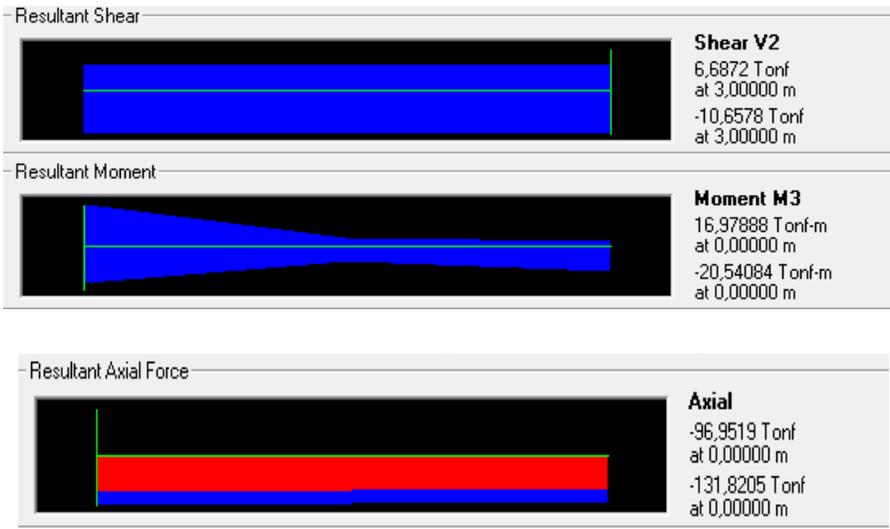


Figura IV. 62. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 8.

Fuente: CSI, 2009.

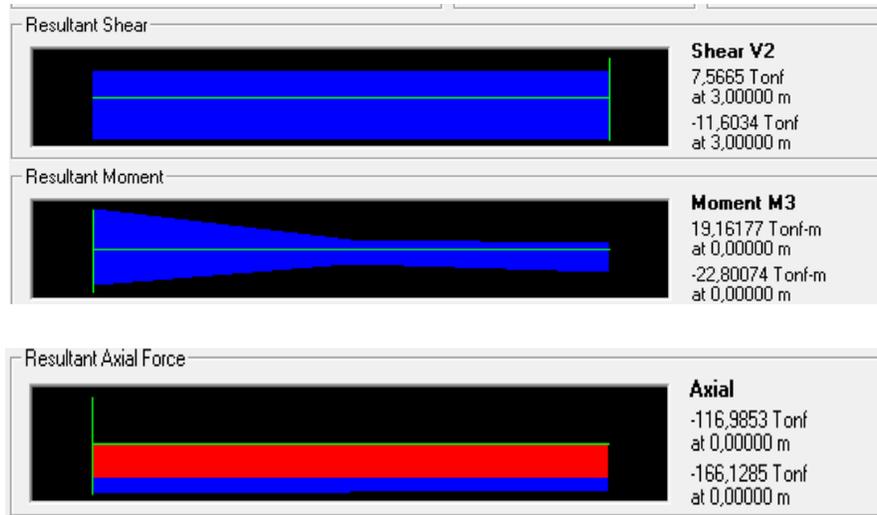


Figura IV. 63. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 10.

Fuente: CSI, 2009.

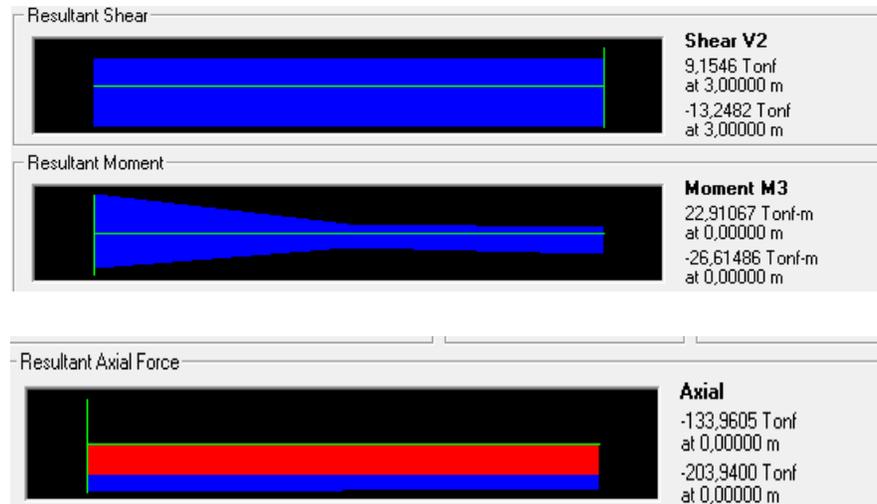


Figura IV. 64. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 12.

Fuente: CSI, 2009.

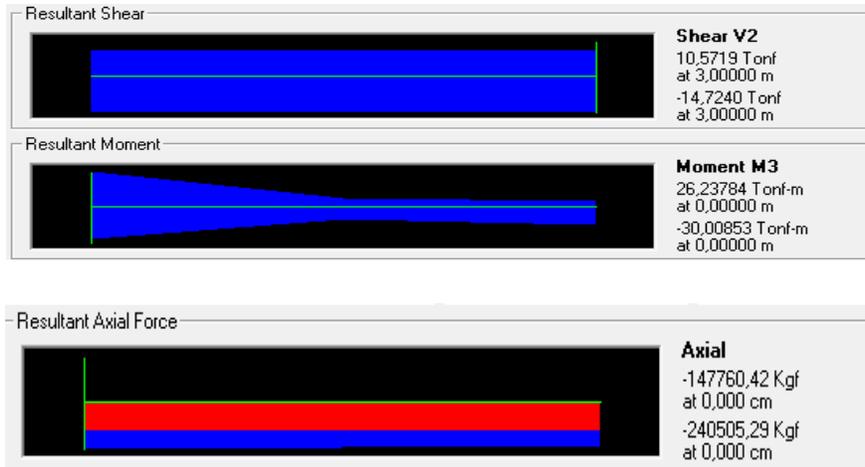


Figura IV. 65. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 14.

Fuente: CSI, 2009.

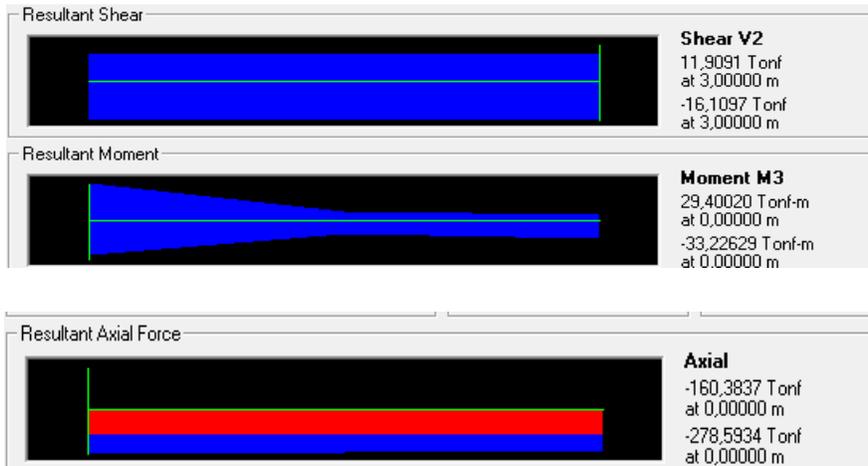


Figura IV. 66. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 16.

Fuente: CSI, 2009.

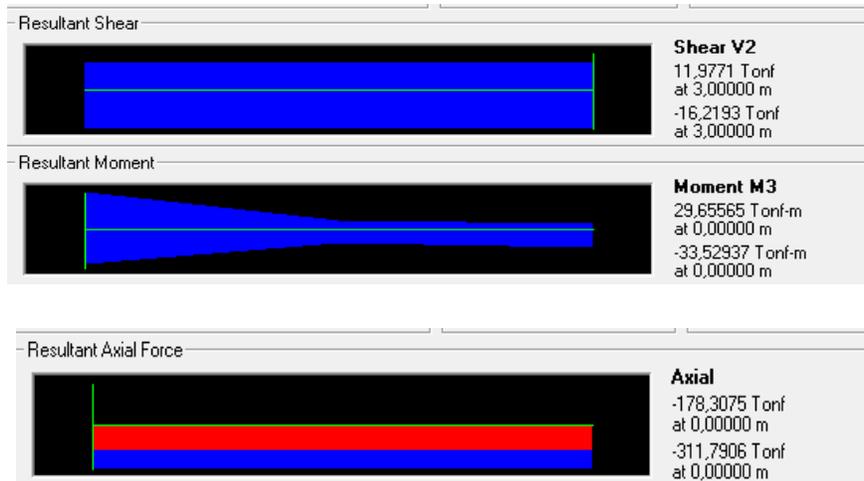


Figura IV. 67. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 18.

Fuente: CSI, 2009.

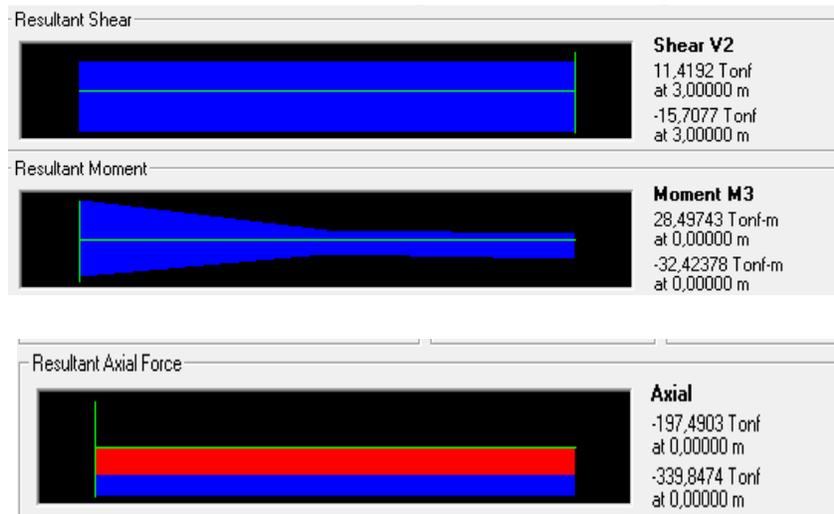


Figura IV. 68. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 20.

Fuente: CSI, 2009.

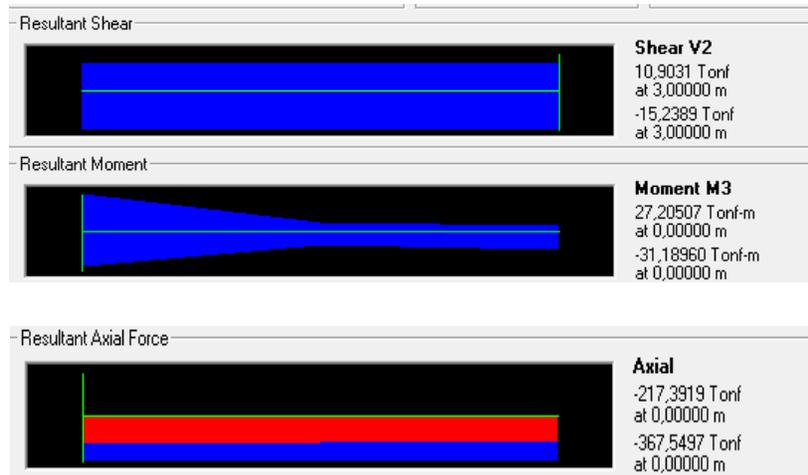


Figura IV. 69. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 22.

Fuente: CSI, 2009.

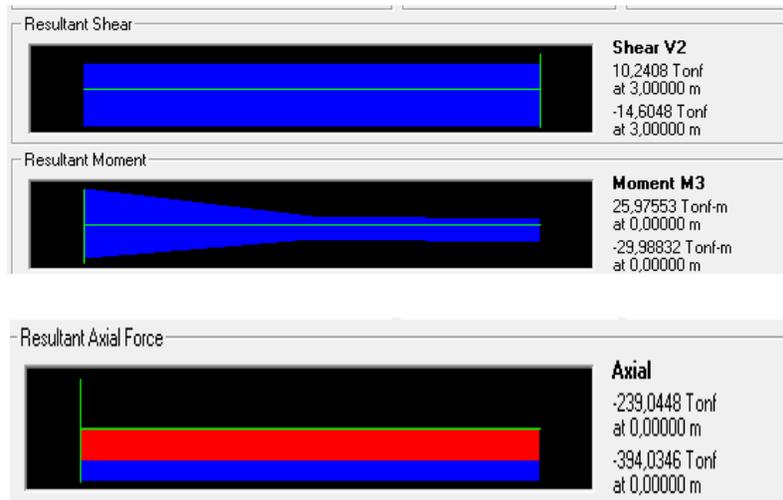


Figura IV. 70. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 24.

Fuente: CSI, 2009.

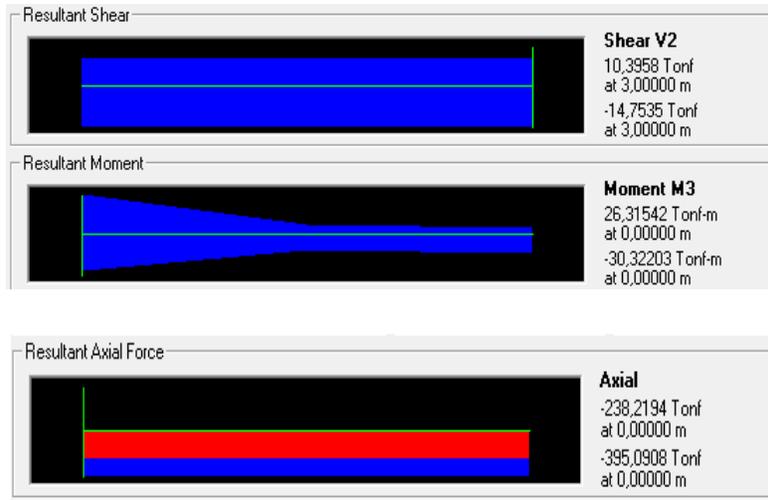


Figura IV. 71. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 24 (F'C 28 DIAS).

Fuente: CSI, 2009.

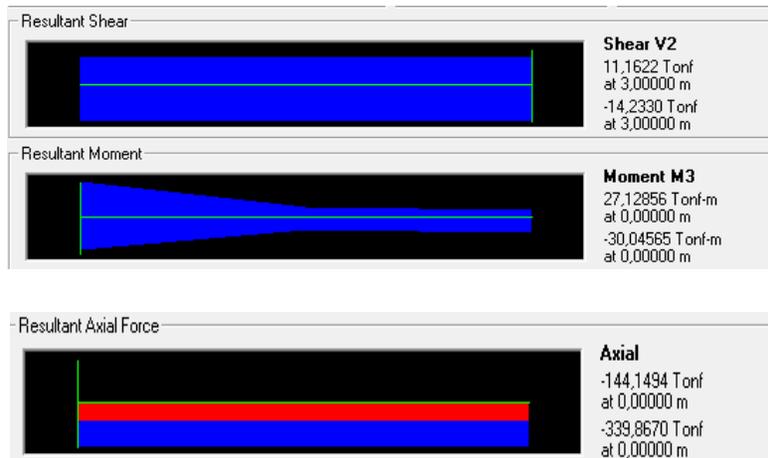


Figura IV. 72. Diagramas de corte, momento y carga axial para la columna 2-A del Nivel 1, en la ETAPA 4 (F'C 28 DIAS-SCP).

Fuente: CSI, 2009.

Tabla IV. 19. Fuerzas de corte, de momento y axiales en la columna 2-A del Nivel 1, durante la etapa constructiva de la estructura.

COLUMNA NIVEL 1, 2A			
ETAPA	CORTE (Tf)	MOMENTO (Tf-m)	CARGA AXIAL (Tf)
2	0.858	12.038	30.149
4	4.499	14.643	63.650
6	5.738	18.012	98.564
8	10.658	20.540	131.820
10	11.603	22.800	166.129
12	13.248	26.615	203.940
14	10.572	30.009	240.505
16	16.110	33.226	278.593
18	16.219	33.529	311.790
20	15.708	32.424	339.847
22	15.239	31.189	367.550
24	14.605	29.988	394.035
25	14.754	30.322	395.091
25 (SCP)	14.233	30.046	339.867

A partir de los resultados de los gráficos y la tabla anterior se observa que para la columna estudiada las fuerzas de corte y de momento presentan un crecimiento constante hasta llegar a la etapa de construcción del nivel nueve (ETAPA 18), para que luego a partir de allí se presente un decrecimiento bajo. Esta columna puede resistir momentos no mayores de 247T-m (obtenido del SAP2000 Ver Figura IV.49), por lo que los momentos que se generan en la columna producto de las cargas sísmicas no exceden los momentos de capacidad.

Las cargas axiales crecen constantemente durante las etapas constructivas.

CONCLUSIONES

A partir de la investigación realizada en este Trabajo Especial de Grado y de acuerdo a los resultados obtenidos en el desarrollo de los objetivos propuestos, se concluye lo siguiente:

El diseño sismoresistente de una estructura aporticada de concreto armado, regular y simétrica, de mediana altura tomando en cuenta las etapas constructivas, no presenta criterios ni comentarios acerca del comportamiento de la misma en ninguna norma venezolana. Los resultados obtenidos en este trabajo de investigación son el producto de la simulación, usando un programa de análisis estructural, de la secuencia de etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regular y simétrica, de mediana altura considerando la variación de las propiedades del concreto en el tiempo y la disposición de cargas actuantes. Esto permitió observar una aproximación del comportamiento de la estructura sismoresistente estudiada sometida a cargas sísmicas y gravitatorias durante el proceso de construcción.

Las etapas constructivas de una estructura aporticada de concreto armado, regular y simétrica, de mediana altura dependen del tipo de estructura a construir, el cronograma de trabajo que se siga en la obra, cantidad de personal, métodos constructivos, factores de seguridad, presupuestos asignados, materiales de construcción, entre otras. Debido a esto el estudio para detectar vulnerabilidades en una estructura en su etapa de construcción depende de una gran cantidad de variables.

La vulnerabilidad sísmica de la estructura aporticada de concreto armado, regular y simétrica, de mediana altura estudiada durante la etapa constructiva no resultó ser significativa, ya que mediante el método de análisis dinámico lineal se obtuvieron derivas muy por debajo de los valores límites establecidos por la norma venezolana COVENIN 1756-2001. Por lo que la misma tendría a la hora de un sismo daños leves o moderados. Estos bajos desplazamientos se deben a que las cargas que actúan sobre los elementos estructurales son menores que las cargas para la cual fueron diseñados, y aunque no se haya logrado alcanzar la resistencia a la compresión f'_c , las rigideces son constantes.

En cuanto a las cargas gravitatorias y las vulnerabilidades que estas pueden generar en la estructura en sus etapas constructivas, son mínimas, ya que el diseño de la misma se realiza tomando principalmente en cuenta cargas sísmicas, las cuales

determinan los momentos de diseño o resistentes de los elementos estructurales. Los resultados obtenidos arrojaron que las cargas gravitatorias producen fuerzas significativamente más bajas para las cuales se diseñó, además en los resultados las deformaciones son prácticamente nulas.

A pesar de que los primeros días de vaciados los elementos estructurales, estos no alcanzan su resistencia de diseño f_c hasta los veintiocho (28) días, logran resistencias mayores al setenta por ciento (70%) después de siete (7) días. Esto sumado a que en los primeros días de construcción las solicitaciones que actúan sobre los elementos estructurales son menores a las consideradas en el diseño, y además de la disposición de elementos no estructurales, como son los puntales y encofrados, los cuales generan soporte vertical y lateral de manera temporal; la propiedad de la resistencia del concreto no es un factor determinante en la vulnerabilidad durante la etapa constructiva.

El acero colocado en los elementos estructurales, determinado por el diseño y tomando en cuenta fuerzas superiores a las que actúan durante las etapas constructivas, varios elementos estructurales estarían sobre-diseñados y se comportarían como una sección sobre-reforzada, durante parte del tiempo de construcción de la estructura. Esto ocasiona que para aquellos elementos estructurales con edades bajas y por consecuencia bajas resistencias a la compresión, se podrían presentar fallas frágiles y agrietamiento del concreto.

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede decir que al garantizarse un diseño sismoresistente de la estructura aporticada de concreto armado, regular y simétrica, de mediana altura que se va a construir e incorporando el uso eficiente de los elementos no estructurales que sirvan de soporte temporal durante las etapas constructivas, hasta que los elementos logren una resistencia a la compresión aceptable, la estructura no debería tener vulnerabilidades ni daños graves a la hora de un evento sísmico.

RECOMENDACIONES

- Estudiar la vulnerabilidad sísmica durante las etapas constructivas usando un método de análisis no lineal para obtener un mejor comportamiento de la estructura.
- Dar continuidad a esta línea de investigación considerando en el análisis los elementos de soporte no estructurales, como son los puntales y encofrados, para así tener una caracterización más detallada de las etapas constructivas y resultados más reales.
- Estudiar estructuras de concreto armado que tengan factores de reducción “R” menores y por consecuencia un menor nivel de diseño.
- Estudiar estructuras de concreto armado con altura y dimensiones de planta mayores.
- Realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica en etapas constructivas para estructuras de concreto armado irregulares, definidas en la norma COVENIN 1756-2001.
- Incluir la distribución de la tabiquería.
- Incluir los efectos de torsión de planta y P-delta en los análisis.

REFERENCIAS

GRUNDY, P.; KABAILA, A. Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings. *ACI Structural Journal*, v.60, N° 12, Dec. 1963. 1729-1738 p.

SBAROUNIS, J.A. Multistory flat plate buildings - construction loads and immediate deflections. *Concrete International*, v.6, N° 2, Feb. 1984. 70-77 p.

WAI-FAH CHEN et al. Construction load analysis for concrete structures. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, v.111, N° 5, May. 1985. 1019-1036 p.

Código Modelo CEB-FIP 1990. *Comité Euro-Internacional de Hormigón-Federación Internacional del Pretensado*. Gran Bretaña.

WAI-FAH CHEN et al. Construction load distributions for laterally braced framework. *ACI Structural Journal*, v.89, N° 4, July-Aug. 1992. 415-424 p.

ACI 209R-92. *Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*. USA.

Osers, Rodolfo (1998). *Flujogramas para el Cálculo de Concreto Armado*. Caracas, Venezuela.

COVENIN (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Norma COVENIN 1756:01. Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN, FONDONORMA y FUNVISIS. Caracas, Venezuela.

Norma Venezolana COVENIN MINDUR 2002-88. *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Caracas, Venezuela.

Porrero, J. Ramos, C, Grases, J y Velazco G. (2004). *Manual del Concreto Estructural conforme con la norma COVENIN 1753:03*. Primera edición, SIDETUR, Caracas, Venezuela.

González, Ó., y Robles, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México: LIMUSA.

Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. *Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural*. Caracas, Venezuela.

Alonso, J. (2007). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. Primera edición, SIDETUR, Caracas, Venezuela.

ACI 318S-08 (Versión en español y sistema métrico). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. USA.

CSI (2009) *SAP2000 Advanced Versión 14.1. Structural Analysis Program*. Computer and Structures Inc. Berkeley, California, USA.

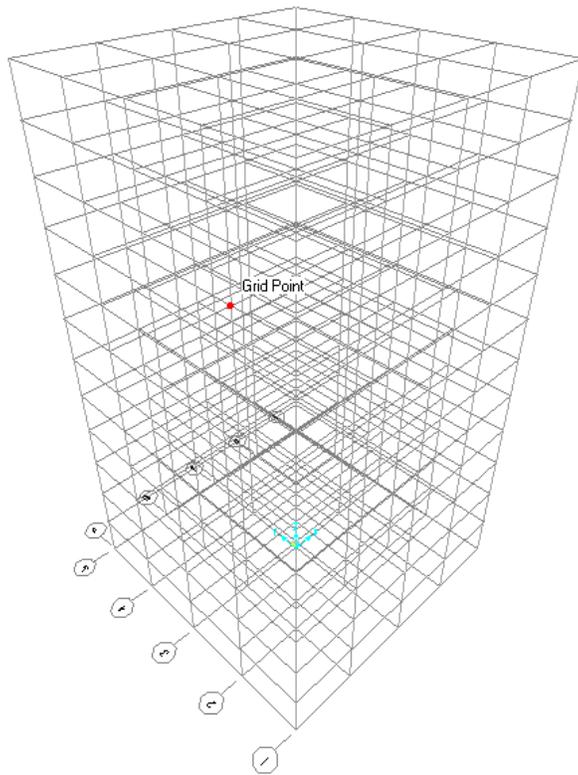
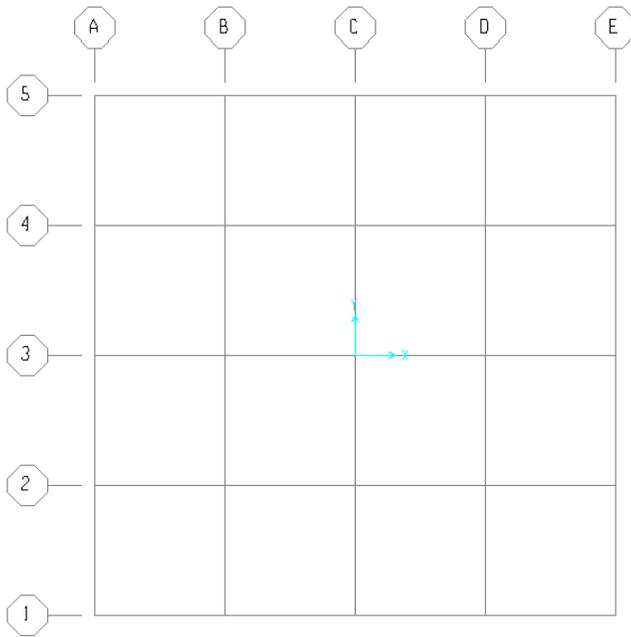
Quintero D., Ussher J. Asistente Computacional para el Análisis, Diseño y Construcción de un Edificio. Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería. Consultado el 16 de mayo del 2012 a las 04:00 p.m.
<http://www.civil.cicloides.com/losas/3.11/>

Romo Proaño, Marcelo (2008). Temas de Hormigón Armado. Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador. Consultado el 10 de mayo del 2012 a las 08:00 p.m.
<http://es.scribd.com/doc/73934427/7/a-RESISTENCIA-A-LA-COMPRESION>

ANEXOS

ANEXO A

CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA EN PLANTA Y 3D



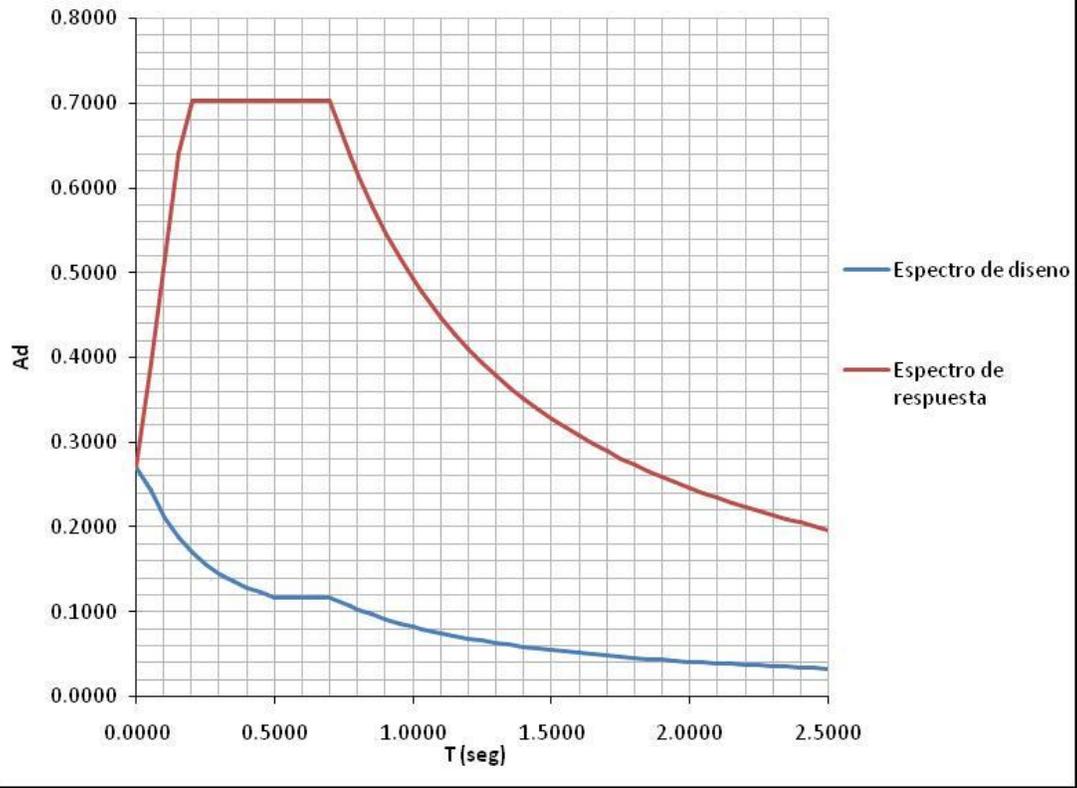
ANEXO B

CÁLCULO DE ESPECTRO DE DISEÑO

To	0.18
T*	0.70
T+	0.50
T+ def	0.50
R	6.00
C	1.23
α	1.00
β	2.60
Φ	0.90
Ao	0.30
ρ	1.00

Tabla de valores			
Espectro de Respuesta		Espectro de Diseño	
T (seg)	Ad	T (seg)	Ad
0.0000	0.2700	0.0000	0.2700
0.0500	0.3934	0.0500	0.2423
0.1000	0.5169	0.1000	0.2112
0.1500	0.6403	0.1500	0.1873
0.2000	0.7020	0.2000	0.1693
0.2500	0.7020	0.2500	0.1554
0.3000	0.7020	0.3000	0.1444
0.3500	0.7020	0.3500	0.1356
0.4000	0.7020	0.4000	0.1283
0.4500	0.7020	0.4500	0.1222
0.5000	0.7020	0.5000	0.1170
0.5500	0.7020	0.5500	0.1170
0.6000	0.7020	0.6000	0.1170
0.6500	0.7020	0.6500	0.1170
0.7000	0.7020	0.7000	0.1170
0.7700	0.6382	0.7700	0.1064
0.8000	0.6143	0.8000	0.1024
0.8500	0.5781	0.8500	0.0964
0.9000	0.5460	0.9000	0.0910
0.9500	0.5173	0.9500	0.0862
1.0000	0.4914	1.0000	0.0819
1.0300	0.4771	1.0300	0.0795
1.1000	0.4467	1.1000	0.0745
1.1500	0.4273	1.1500	0.0712
1.2000	0.4095	1.2000	0.0683
1.2500	0.3931	1.2500	0.0655
1.3000	0.3780	1.3000	0.0630
1.3500	0.3640	1.3500	0.0607
1.4000	0.3510	1.4000	0.0585
1.4500	0.3389	1.4500	0.0565
1.5000	0.3276	1.5000	0.0546
1.5500	0.3170	1.5500	0.0528
1.6000	0.3071	1.6000	0.0512
1.6500	0.2978	1.6500	0.0496
1.7000	0.2891	1.7000	0.0482
1.7500	0.2808	1.7500	0.0468
1.8000	0.2730	1.8000	0.0455
1.8500	0.2656	1.8500	0.0443
1.9000	0.2586	1.9000	0.0431
1.9500	0.2520	1.9500	0.0420
2.0000	0.2457	2.0000	0.0410
2.0500	0.2397	2.0500	0.0400
2.1000	0.2340	2.1000	0.0390
2.1500	0.2286	2.1500	0.0381
2.2000	0.2234	2.2000	0.0372
2.2500	0.2184	2.2500	0.0364
2.3000	0.2137	2.3000	0.0356
2.3500	0.2091	2.3500	0.0349
2.4000	0.2048	2.4000	0.0341
2.4500	0.2006	2.4500	0.0334
2.5000	0.1966	2.5000	0.0328

ESPECTROS



ANEXO C
ENTREPISO DÉBIL

Rigidez de Piso		
Nivel	Kx (Ton/cm)	Ky (Ton/cm)
Piso 12	1752,28	1113,82
Piso 11	1752,28	1113,82
Piso 10	1752,28	1113,82
Piso 9	1778,61	1124,40
Piso 8	1778,61	1124,40
Piso 7	1778,61	1124,40
Piso 6	1788,27	1128,25
Piso 5	1788,27	1128,25
Piso 4	1788,27	1128,25
Piso 3	1792,44	1129,91
Piso 2	1792,44	1129,91
Piso 1	1792,44	1129,91

IRREGULARIDADES VERTICALES

ENTREPISO BLANDO

Pisos	Kx	70%Kx	CONDICIÓN	80%prom Kx								CONDICIÓN		
Piso 12	1752,28	1226,59	RÍGIDO											
Piso 11	1752,28	1226,59	RÍGIDO										1402	
Piso 10	1752,28	1226,59	RÍGIDO										1409	
Piso 9	1778,61	1245,03	RÍGIDO								1416			RÍGIDO
Piso 8	1778,61	1245,03	RÍGIDO								1423			RÍGIDO
Piso 7	1778,61	1245,03	RÍGIDO								1425			RÍGIDO
Piso 6	1788,27	1251,79	RÍGIDO								1428			RÍGIDO
Piso 5	1788,27	1251,79	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 4	1788,27	1251,79	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 3	1792,44	1254,71	RÍGIDO	1433										RÍGIDO
Piso 2	1792,44	1254,71	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 1	1792,44	1254,71	RÍGIDO											RÍGIDO

ENTREPISO BLANDO

Pisos	Ky	70%Ky	CONDICIÓN	80%prom Ky								CONDICIÓN		
Piso 12	1113,82	779,67	RÍGIDO											
Piso 11	1113,82	779,67	RÍGIDO											891
Piso 10	1113,82	779,67	RÍGIDO											894
Piso 9	1124,40	787,08	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 8	1124,40	787,08	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 7	1124,40	787,08	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 6	1128,25	789,78	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 5	1128,25	789,78	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 4	1128,25	789,78	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 3	1129,91	790,94	RÍGIDO	903										RÍGIDO
Piso 2	1129,91	790,94	RÍGIDO											RÍGIDO
Piso 1	1129,91	790,94	RÍGIDO											RÍGIDO

ANEXO D

ENTREPISO BLANDO

IRREGULARIDADES VERTICAL

ENTREPISO DÉBIL

Pisos	Vx (Ton)	70%Vx	CONDICIÓN	80%prom Vx							CONDICIÓN	
Piso 12	68,19	47,73	RESISTENTE									
Piso 11	130,82	91,57	RESISTENTE								101	
Piso 10	179,35	125,55	RESISTENTE							140		
Piso 9	214,96	150,47	RESISTENTE						172			RÍGIDO
Piso 8	249,65	174,76	RESISTENTE					199				RÍGIDO
Piso 7	280,05	196,04	RESISTENTE					223				RÍGIDO
Piso 6	306,66	214,66	RESISTENTE					245				RÍGIDO
Piso 5	333,31	233,32	RESISTENTE			266						RÍGIDO
Piso 4	356,33	249,43	RESISTENTE		284							RÍGIDO
Piso 3	376,39	263,47	RESISTENTE	300								RÍGIDO
Piso 2	391,49	274,04	RESISTENTE									RÍGIDO
Piso 1	399,44	279,61	RESISTENTE									RÍGIDO

ENTREPISO DÉBIL

Pisos	Vy (Ton)	70%Vy	CONDICIÓN	80%prom ky							CONDICIÓN	
Piso 12	19,66	13,76	RESISTENTE									
Piso 11	37,37	26,16	RESISTENTE								30	
Piso 10	53,67	37,57	RESISTENTE								41	
Piso 9	61,30	42,91	RESISTENTE						50			RÍGIDO
Piso 8	70,97	49,68	RESISTENTE						57			RÍGIDO
Piso 7	79,65	55,76	RESISTENTE						63			RÍGIDO
Piso 6	86,29	60,40	RESISTENTE					70				RÍGIDO
Piso 5	96,39	67,47	RESISTENTE			76						RÍGIDO
Piso 4	101,46	71,02	RESISTENTE		82							RÍGIDO
Piso 3	110,93	77,65	RESISTENTE	86								RÍGIDO
Piso 2	111,69	78,18	RESISTENTE									RÍGIDO
Piso 1	144,10	100,87	RESISTENTE									RÍGIDO

ANEXO E

GRAN EXCENTRICIDAD

Áreas	x (m)	y (m)	Ai (m2)	Xi (m)	Yi (m)	qi (Ton/m2)	Ai*qi (Ton)
1	20,00	5,00	100,00	10,00	17,50	0,88	88,00
2	5,00	5,00	25,00	2,50	12,50	0,88	22,00
3	2	5,00	10,00	9,00	12,50	0,88	8,80
4	2	5,00	10,00	11,00	12,50	0,88	8,80
5	5	5,00	25,00	17,50	12,50	0,88	22,00
6	20	10,00	200,00	10	5,00	0,88	176,00
Σ							325,60

Ai*qi*Xi (Ton/m)	Ai*qi*Yi (Ton/m)	Ixx'	Iyy'	qi*Ixx'	qi*Iyy'	Xi ² *Ai*qi	Yi ² *Ai*qi
880,00	1540,00	208,33	3333,33	183,33	2933,33	8800	26950
55,00	275,00	52,08	52,08	45,83	45,83	137,5	3437,5
79,20	110,00	20,83	3,33	18,33	2,93	712,8	1375
96,80	110,00	20,83	3,33	18,33	2,93	1064,8	1375
385,00	275,00	52,08	52,08	45,83	45,83	6737,5	3437,5
1760,00	880,00	1666,67	6666,67	1466,67	5866,67	17600	4400
Σ	3256,00	3190,00	2020,83	10110,83	1778,33	8897,53	40975,00

CENTRO DE MASA IGUAL CENTRO DE CORTANTE

CM = CC	
x (m)	y (m)
10,00	9,90

RADIO DE GIRO INERCIAL

Ir°	Z(m)	Ir	γ(m)	γ(m)
86703,47	14,07	22231,41	8,26	8,16

Exentricidad			Centro de rigidez		
Pisos	ex (m)	ey (m)	Nivel	X(m)	Y (m)
Piso 12	0,00	-0,10	Piso 12	10	10
Piso 11	0,00	-0,10	Piso 11	10	10
Piso 10	0,00	-0,10	Piso 10	10	10
Piso 9	0,00	-0,10	Piso 9	10	10
Piso 8	0,00	-0,10	Piso 8	10	10
Piso 7	0,00	-0,10	Piso 7	10	10
Piso 6	0,00	-0,10	Piso 6	10	10
Piso 5	0,00	-0,10	Piso 5	10	10
Piso 4	0,00	-0,10	Piso 4	10	10
Piso 3	0,00	-0,10	Piso 3	10	10
Piso 2	0,00	-0,10	Piso 2	10	10
Piso 1	0,00	-0,10	Piso 1	10	1000

IRREGULARIDADES DE PLANTA

Pisos	Xcr (m)	Ycr (m)	Xcc (m)	Ycc (m)	ex (m)	ey (m)	GRAN EXCENTRICIDAD		
							20% γ (m)	COMPORTAMIENTO	
								RESPECTO ex	RESPECTO ey
Piso 12	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 11	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 10	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 9	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 8	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 7	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 6	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 5	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 4	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 3	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 2	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR
Piso 1	10,00	10,00	10,00	9,90	0,00	-0,10	1,65	REGULAR	REGULAR

ANEXO F

RIESGO TORSIONAL ELEVADO

	Key (Ton-cm/rad)	Kex (Ton-cm/rad)	Ke (Ton-cm/rad)	Γy (m)	Γx (m)
Piso 12	556908659,49	876138146,47	1433046805,96	11,34	9,04
Piso 11	556908659,49	876138146,47	1433046805,96	11,34	9,04
Piso 10	556908659,49	876138146,47	1433046805,96	11,34	9,04
Piso 9	562200089,84	889306216,26	1451506306,10	11,36	9,03
Piso 8	562200089,84	889306216,26	1451506306,10	11,36	9,03
Piso 7	562200089,84	889306216,26	1451506306,10	11,36	9,03
Piso 6	564125378,56	894133278,59	1458258657,16	11,37	9,03
Piso 5	564125378,56	894133278,59	1458258657,16	11,37	9,03
Piso 4	564125378,56	894133278,59	1458258657,16	11,37	9,03
Piso 3	564954744,57	896218600,70	1461173345,28	11,37	9,03
Piso 2	564954744,57	896218600,70	1461173345,28	11,37	9,03
Piso 1	564954744,57	896218600,70	1461173345,28	11,37	9,03

*Radio de giro torcional

IRREGULARIDADES DE PLANTA

Pisos	RIESGO TORSIONAL ELEVADO								
	50%γ(m)	rtx	rty	COMPORTAMIENTO				COMPORTAMIENTO	
				RESPECTO x	RESPECTO y	30%rtx	30%rty	RESPECTO ex	RESPECTO ey
Piso 12	4,13	9,04	11,34	REGULAR	REGULAR	2,71	3,40	REGULAR	REGULAR
Piso 11	4,13	9,04	11,34	REGULAR	REGULAR	2,71	3,40	REGULAR	REGULAR
Piso 10	4,13	9,04	11,34	REGULAR	REGULAR	2,71	3,40	REGULAR	REGULAR
Piso 9	4,13	9,03	11,36	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 8	4,13	9,03	11,36	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 7	4,13	9,03	11,36	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 6	4,13	9,03	11,37	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 5	4,13	9,03	11,37	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 4	4,13	9,03	11,37	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 3	4,13	9,03	11,37	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 2	4,13	9,03	11,37	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR
Piso 1	4,13	9,03	11,37	REGULAR	REGULAR	2,71	3,41	REGULAR	REGULAR

ANEXO G

CORTANTE GRAVITACIONAL

CÁLCULO DE LA CORTANTE GRAVITACIONAL

Ct Estructuras Tipo I	0,07
h (m)	36
T* (seg)	0,70
Ta (seg)	1,03
T (seg)	1,65
Ad (m/seg ²)	0,0496
μ	0,878
W (Kg)	5992000
Vo* (Kg)	260944

Altura edificio

Tabla 7.1 Norma COVENIN 1756-2001

Ta = Período fundamental estimado

T = Período fundamental

Ad = Ordenada del espectro de diseño definida para el Período T

μ = Mayor de los valores dados por A y B

W = Peso Total de la edificación por encima del nivel base

Vo* = Corte estático

$$Ta = Ct * h^{0.75} \qquad T = 1,6 * Ta$$

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \qquad \mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{1.6T}{T^*} - 1 \right]$$

A

B

$$Vo^* = \mu * Ad * W$$

REFERENCIAS:

Norma COVENIN 1756-2001

ANEXO H

CÁLCULO DE ESTRIBOS

CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS

b (cm)	40
h (cm)	60
rc (cm)	5
d (cm)	55

f'c	250
(kgf/cm ²)	
fy	4200
(kgf/cm ²)	
α	1,25

VIGA	VB (1-2)	VB (2-3)	VB (3-4)	VB (4-5)
TIPO 5	11,40 11,40 8,55 8,55	11,40 11,40 8,55 8,55	11,40 11,40 8,55 8,55	11,40 11,40 8,55 8,55
TIPO 6	14,25 11,40 8,55 8,55	11,40 11,40 8,55 8,55	11,40 11,40 8,55 8,55	11,40 14,25 8,55 8,55
TIPO 7	11,40 8,55 8,55 8,55	8,55 8,55 8,55 8,55	8,55 8,55 8,55 8,55	8,55 11,40 8,55 8,55
TIPO 8	8,55 8,55 8,55 8,55	8,55 8,55 8,55 8,55	8,55 8,55 8,55 8,55	8,55 8,55 8,55 8,55

REFERENCIAS:

- *ACI 318-05
- *FONDONORMA 1753-2006

Porticos Especiales a Momento (SMF)

a.4) Diseño por Corte (21.3.4 "ACI 318-05")

➤ Determinación de la capacidad M_{pr} a flexión en Vigas, para el Diseño Por Corte.

$M_{pr \text{ viga}} = \alpha F_y A_s (d - (a/2))$

$\alpha = \frac{F_y A_s}{0.85 F_c b}$

$\alpha = 1,25$

A_s : Area de Acero en Tracción, en la cara de la columna.

CASO A				
a				
	VB (1-2)	VB (2-3)	VB (3-4)	VB (4-5)
TIPO 5	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28
TIPO 6	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28
TIPO 7	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28
TIPO 8	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28	5,28 5,28
Mpr viga (tf-m)				
	VB (1-2)	VB (2-3)	VB (3-4)	VB (4-5)
TIPO 5	31,34 23,50	31,34 23,50	31,34 23,50	31,34 23,50
TIPO 6	39,17 23,50	31,34 23,50	31,34 23,50	31,34 23,50
TIPO 7	31,34 23,50	23,50 23,50	23,50 23,50	23,50 23,50
TIPO 8	23,50 23,50	23,50 23,50	23,50 23,50	23,50 23,50
Ve (tf)				
	VB (1-2)	VB (2-3)	VB (3-4)	VB (4-5)
	Vo (T) Ve (T)			
TIPO 5	5,00 6,40	4,60 6,00	4,60 6,00	5,00 6,40
TIPO 6	5,60 8,41	4,50 5,90	4,50 5,90	5,60 7,00
TIPO 7	6,60 8,00	4,00 4,00	4,00 4,00	6,60 6,60
TIPO 8	6,00 6,00	4,00 4,00	4,00 4,00	6,00 6,00
Vc (tf)				
	VB (1-2)	VB (2-3)	VB (3-4)	VB (4-5)
	Vc (T)	Vc (T)	Vc (T)	Vc (T)
TIPO 5	18,44	18,44	18,44	18,44
TIPO 6	18,44	18,44	18,44	18,44
TIPO 7	18,44	18,44	18,44	18,44
TIPO 8	18,44	18,44	18,44	18,44
Acero transversal				
	VB (1-2)	VB (2-3)	VB (3-4)	VB (4-5)
	S (cm) Av (cm ²)			
TIPO 5	10,00 1,43	10,00 1,41	10,00 1,41	10,00 1,43
TIPO 6	10,00 1,55	10,00 1,40	10,00 1,40	10,00 1,47
TIPO 7	10,00 1,53	10,00 1,30	10,00 1,30	10,00 1,45
TIPO 8	10,00 1,41	10,00 1,30	10,00 1,30	10,00 1,41

Diseño Sismo-Resistente en Acero

Porticos Especiales a Momento (SMF)

a.4) Diseño por Corte (21.3.4 "ACI 318-05")

W_u = (1.2 CP + 0.5 CV)

Caso "A"

$V_c = V_p + V_g$

$V_c = \left(\frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_p} + \frac{W_u L_p}{2} \right)$

Los Momentos Máximos Probables en Vigas se determinan con los aceros a tracción reales, en la cara de la columna.

Diseño Sismo-Resistente en Acero

Porticos Especiales a Momento (SMF)

a.4) Diseño por Corte (21.3.4 "ACI 318-05")

Caso "B"

$V_c = V_p + V_g$

$V_c = \left(\frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_p} + \frac{W_u L_p}{2} \right)$

Los Momentos Máximos Probables en Vigas se determinan con los aceros a tracción reales, en la cara de la columna.

Se adopta el Caso A ya que es el que arroja mayores áreas de acero.

ANEXO I

CÁLCULO DE LIGADURAS

CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL PARA COLUMNAS

COLUMNAS 2-C

Pu (T)	Mpr (T·m)	Vg (T)	Vp (T)	Ve (T)	Vc (T)	Ligaduras			
PISO 10.-40x40	120,3 123,4	43,8 43,9	PISO 10.-40x40	32,3	PISO 10.-40x40	PISO 10.-40x40	S (cm)	15	Av (cm²)
PISO 7.-50x50	251,9 256,7	52,6 52,6	PISO 7.-50x50	61,7	PISO 7.-50x50	PISO 7.-50x50	S (cm)	10	Av (cm²)
PISO 4.-60x60	388,9 396,8	161,3 160,9	PISO 4.-60x60	107,4	PISO 4.-60x60	PISO 4.-60x60	S (cm)	10	Av (cm²)
PISO 1.-70x70	540,1 549,6	34,0 35,0	PISO 1.-70x70	23,0	PISO 1.-70x70	PISO 1.-70x70	S (cm)	10	Av (cm²)

Donde:

1. Pu (Carga axial): Se obtiene de los diagramas de fuerza axial de la columna (SAP 2000)

2. Mpr (Momento máximo probable de la columna): Se obtiene de los diagramas de momento de la columna (SAP 2000)

3. Vg (Cortante gravitacional): Se obtiene de los diagramas de corte de la columna, a partir de la combinación de cargas gravitatorias

4. Vp (Cortante máxima probable):

$$V_p = \frac{(M_{pr}^+)_i + (M_{pr}^-)_j}{L_n}$$

5. Ve (Cortante de diseño): $V_p + V_g$

6. Vc (Cortante del concreto):

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + 0,007 \frac{N_u}{A}\right)$$

7. S (Separación): Usar un valor que cumpla con los establecidos en el capítulo 18 de la Norma 1753-2006

8. Av (Área de acero transversal):

$$\frac{A_v}{S} = \left(\frac{V_e - 0,17c}{0 + f_y \cdot d} \right)$$

REFERENCIA:
FONDONORMA 1753-2006

ANEXO J

PLANOS DE DETALLADO DE LA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE