



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE TIPO ESTÁTICO NO LINEAL ENTRE DOS ESTRUCTURAS DE DIFERENTE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL, HASTA EL DESEMPEÑO ÚLTIMO DE FALLA”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

BAQUE DE LOS SANTOS IVÁN PATRICIO
SUÁREZ RODRÍGUEZ ROGELIO ERNESTO

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PH.D.

La Libertad, Ecuador

2021

**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE TIPO ESTÁTICO NO LINEAL ENTRE DOS ESTRUCTURAS DE DIFERENTE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL, HASTA EL DESEMPEÑO ÚLTIMO DE FALLA”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

BAQUE DE LOS SANTOS IVÁN PATRICIO
SUÁREZ RODRÍGUEZ ROGELIO ERNESTO

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PH.D.

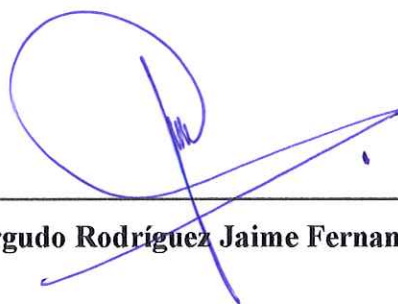
La Libertad, Ecuador

2021

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Baque de los Santos Iván Patricio** y **Suárez Rodríguez Rogelio Ernesto**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

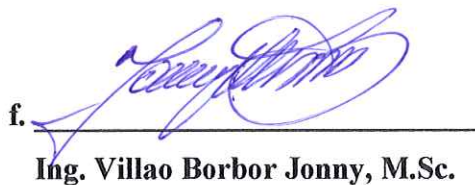
TUTOR



f. _____

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, Ph.D.

DIRECTOR DE LA CARRERA



f. _____

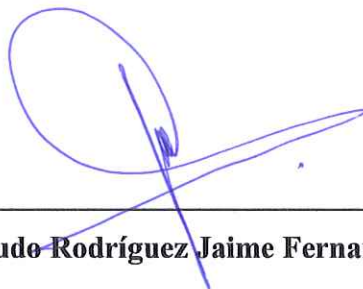
Ing. Villao Borbor Jonny, M.Sc.

La Libertad, a los 20 días del mes de agosto del año 2021.

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE TIPO ESTÁTICO NO LINEAL ENTRE DOS ESTRUCTURAS DE DIFERENTE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL, HASTA EL DESEMPEÑO ÚLTIMO DE FALLA”, elaborado por el Sr. BAQUE DE LOS SANTOS IVÁN PATRICIO y el Sr. SUÁREZ RODRÍGUEZ ROGELIO ERNESTO, estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR



f. _____

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, Ph.D.

La Libertad, a los 20 días del mes de agosto del año 2021.

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros:

Baque de los Santos Iván Patricio

Suárez Rodríguez Rogelio Ernesto

DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, “Análisis Sísmico Comparativo de Tipo Estático No Lineal entre Dos Estructuras de Diferente Configuración Estructural, hasta el Desempeño Último de Falla” previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 20 días del mes de agosto del año 2021.

LOS AUTORES

f. Baque Iván
Baque de los Santos Iván Patricio

f. Rogelio Suárez
Suárez Rodríguez Rogelio Ernesto

AUTORIZACIÓN

Nosotros:

Baque de los Santos Iván Patricio

Suárez Rodríguez Rogelio Ernesto

Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, “**Análisis Sísmico Comparativo de Tipo Estático No Lineal entre Dos Estructuras de Diferente Configuración Estructural, hasta el Desempeño Último de Falla**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 20 días del mes de agosto del año 2021.

LOS AUTORES

f. Baque Ivan
Baque de los Santos Iván Patricio

f. Rogelio Suárez
Suárez Rodríguez Rogelio Ernesto

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En mi calidad de Tutor del trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE TIPO ESTÁTICO NO LINEAL ENTRE DOS ESTRUCTURAS DE DIFERENTE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL, HASTA EL DESEMPEÑO ÚLTIMO DE FALLA”, elaborado por los estudiantes **BAQUE DE LOS SANTOS IVÁN PATRICIO**, y **SUÁREZ RODRÍGUEZ ROGELIO ERNESTO**, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de **CIENCIAS DE LA INGENIERÍA** de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración permitida, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 8% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,

f. 









Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, Ph.D.




DOCENTE TUTOR

Document Information

Analyzed document	TT Baque&Suarez Final para URKUND.pdf (D111724720)
Submitted	8/27/2021 2:00:00 AM
Submitted by	JAIME F ARGUDO
Submitter email	jargudo@upse.edu.ec
Similarity	8%
Analysis address	jargudo.upse@analysis.arkund.com



Sources included in the report

W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf Fetched: 11/14/2019 6:58:17 PM		6
W	URL: https://docplayer.es/69122472-Universidad-catolica-de-santiago-de-guayaquil.html Fetched: 8/20/2021 12:45:47 AM		6
W	URL: https://1library.co/document/q7wgmloz-comparativo-estructura-resistentes-especificaciones-asociacion-estadounidense-ingenieros-estadounidense.html Fetched: 6/25/2021 12:02:42 PM		2
W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5417/1/UPSE-TIC-2020-0016.pdf Fetched: 1/22/2021 6:10:10 AM		5
W	URL: http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/2004/1/UNESUM-ECUADOR-ING.CIVIL-2019-87.pdf Fetched: 11/29/2020 7:06:46 AM		1
W	URL: https://docplayer.es/175464365-Universidad-tecnica-de-ambato-facultad-de-ingenieria-civil-y-mecanica-carrera-de-ingenieria-civil.html Fetched: 6/19/2021 4:06:32 AM		2
W	URL: http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/11188/TESIS-PUCE-Fern%C3%A1ndez%20Salvador%20P%C3%A9rez%20Jos%C3%A9-%20Subia%20Carrillo%20Mauricio.pdf?sequence=1&isAllowed=y Fetched: 12/17/2020 6:20:16 AM		3
W	URL: https://core.ac.uk/download/pdf/156899039.pdf Fetched: 10/9/2019 8:37:23 AM		2

W	URL: http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/UPT/499/1/Calcina_Pena_Ramon.pdf Fetched: 11/13/2020 3:42:39 AM	 2
W	URL: https://docplayer.es/204090303-Edificacion-con-presencia-de-irregularidad-torsional-extrema-por-asimetria-en-localizacion-de-muros-estructurales-caso-de-estudio.html Fetched: 7/8/2021 3:22:19 PM	 1
W	URL: https://pdfcookie.com/documents/pdfcookie-5lq3pdxqkv7 Fetched: 6/20/2021 1:21:12 AM	 2

1/60

Original

W	URL: http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/54281/1/BMAT-GENE%20362-2021-Ing-%20CIVIL%20-%20JARAMILLO%20CASTILLO%20RENE%20DAVID%20-%20ZUMBA%20QUINDE%20LUIS%20STEEVEN.pdf Fetched: 7/24/2021 8:00:39 PM	 1
W	URL: http://repositorio.unjfsc.edu.pe/bitstream/handle/UNJFSC/2375/CABANILLAS%20CRISTOBAL%20Y%20RONDAN%20MAGUI%C3%91A.pdf?sequence=1&isAllowed=y Fetched: 5/27/2021 3:42:58 PM	 5
W	URL: http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/50873/1/BMAT-E%20151-2019-Ing.%20CIVIL%20-%20VERA%20NAVARRETE%20EDWIN%20RONALDO.pdf Fetched: 6/8/2021 9:03:47 PM	 2

CERTIFICADO DE GRAMATÓLOGO

Certificación de Gramatólogo

Lic. ALEXI JAVIER HERRERA REYES

Magíster En Diseño Y Evaluación

De Modelos Educativos

La Libertad, agosto 20 del 2021

Certifica:

Que después de revisar el contenido del trabajo de titulación en opción al título de INGENIERO(A) CIVIL de: **BAQUE DE LOS SANTOS IVÁN PATRICIO & SUÁREZ RODRÍGUEZ ROGELIO ERNESTO**, cuyo tema es: “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE TIPO ESTÁTICO NO LINEAL ENTRE DOS ESTRUCTURAS DE DIFERENTE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL, HASTA EL DESEMPEÑO ÚLTIMO DE FALLA”, me permito declarar que el trabajo investigativo se encuentra idóneo y puede ser expuesto ante el jurado respectivo para su respectiva defensa.

Es todo cuanto puedo manifestar en honor a la verdad.



Lic. Alexi Herrera R, MSc.
Docente de Español A: Literatura
Cel: 0963143788
e-mail: alexiherrerareyes@hotmail.com

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios en primer lugar y a mi familia por ser mi principal inspiración, motivación y apoyo en mi vida diaria.

El siguiente trabajo de Titulación es fruto también del apoyo mutuo y del aprendizaje arduo y constante brindado por los docentes Educativos de la carrera de nuestra prestigiosa Universidad y en especial a nuestro Tutor, es por eso que, extendiendo mis más sinceros agradecimientos a aquellos que han hecho todo esto posible, Dios bendiga su caminar diario.

Iván Patricio Baque de los Santos

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a mis padres, hermanos, familia cercana y amigos quienes han mostrado apoyo diario en mi aprendizaje y, sobre todo, para aquellos quienes muestren interés en nuestro trabajo de Titulación, como guía y ayuda en sus trabajos venideros, Dios bendiga.

Iván Patricio Baque de los Santos

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Jorge Suárez y Jenny Rodríguez, quienes me brindaron un apoyo incondicional para llevar a cabo mis estudios universitarios, lo cual ha sido muy importante, además de que con su esfuerzo y trabajo he podido culminar una meta importante en mi vida.

A mi compañero de tesis, Iván Baque de los Santos por su tiempo, perseverancia y la confianza depositada en mí para formar un equipo de trabajo y así lograr la meta propuesta.

A nuestro tutor de tesis, Ing. Jaime Argudo, por la guía excepcional y el tiempo brindado en el desarrollo de este proyecto de investigación, compartiendo sus conocimientos y motivándonos a seguir con nuestra formación profesional.

Rogelio Ernesto Suárez Rodríguez

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a mis padres quienes han sido pacientes a lo largo de mi vida académica y mi motivación diaria, a mi hermana quien es la primera profesional de la familia, a mi hermano quien ha comenzado sus estudios universitarios y a mis amigos cercanos que me han expresado sus palabras de apoyo para culminar de buena manera nuestro trabajo de Titulación.


Rogelio Ernesto Suárez Rodríguez

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 

Ing. Jonny Raúl Villao Borbor, MSc.

DIRECTOR DE CARRERA Y PRESIDENTE DEL TRIBUNAL

f. 

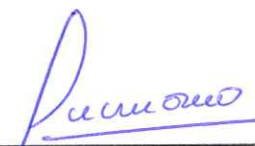
Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

DOCENTE ESPECIALISTA

f. 

Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, Ph.D.

DOCENTE TUTOR

f. 

Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, Mg.

DOCENTE GUÍA DE LA UIC Y SECRETARIA

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	X
DEDICATORIA	XI
AGRADECIMIENTOS	XII
DEDICATORIA	XIII
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	XIV
ÍNDICE GENERAL	XV
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XVIII
ÍNDICE DE TABLAS	XXI
RESUMEN	XXIV
ABSTRACT	XXV
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	3
MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	3
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	6
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	7
1.3.1. <i>Objetivo general</i>	7
1.3.2. <i>Objetivos específicos</i>	7
1.4. ALCANCE	8
1.5. JUSTIFICACIÓN	9
1.6. HIPÓTESIS DE TRABAJO	10
1.7. VARIABLES	10
1.7.1. <i>Variables Dependientes</i>	10
1.7.2. <i>Variables Independientes</i>	10
1.8. METODOLOGÍA GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN	11
CAPÍTULO 2	12
MARCO TEÓRICO	12
2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	12
2.2. DEFINICIONES	12
2.3. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	13
2.3.1. <i>Estructura regular</i>	13
2.3.2. <i>Estructura irregular</i>	14

2.3.2.1.	Irregularidad estructural vertical.....	15
2.3.2.2.	Irregularidad estructural horizontal.....	17
2.4.	DESEMPEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL	18
2.4.1.	<i>Objetivos de Desempeño Estructural</i>	18
2.4.2.	<i>Niveles de Desempeño Estructural</i>	18
2.4.3.	<i>Niveles de Desempeño No-Estructural</i>	22
2.5.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	22
2.6.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL.....	24
2.6.1.	<i>Modelo Estructural</i>	26
2.6.2.	<i>Caracterización de terreno en zonas sísmicas</i>	28
2.6.3.	<i>Parámetros del comportamiento No Lineal</i>	30
2.6.4.	<i>Método de Coeficientes de desplazamiento modificados-FEMA 440</i>	45
2.6.5.	<i>Método de capacidad-espectro de linealización equivalente de ATC-40</i>	47
CAPÍTULO 3.....		49
MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....		49
3.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA COLAPSADA EN GUAYAQUIL POR EL SISMO DE PEDERNALES (16-04-16).....	49
3.1.1.	<i>Consideraciones de Carga</i>	52
3.1.2.	<i>Casos considerados para el Modelamiento matemático</i>	54
3.1.2.1.	<i>Caso 1: Estructura Irregular sin Diseño Sísmico</i>	54
3.1.2.2.	<i>Caso 2: Estructura Irregular con Diseño Sísmico</i>	55
3.1.2.3.	<i>Caso 3: Estructura Regular con Diseño Sísmico</i>	56
3.2.	CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.....	57
3.2.1.	<i>Perfil de sitio</i>	57
3.3.	SISMO DE DISEÑO.....	58
3.3.1.	<i>Espectro Sísmico de Diseño</i>	58
3.3.2.	<i>Cálculo de la Aceleración espectral Inelástica</i>	59
3.3.3.	<i>Espectros picos elástico e inelástico obtenidos</i>	61
3.3.4.	<i>Espectro de Respuesta Inelástico</i>	62
3.3.5.	<i>Análisis Modal espectral</i>	62
3.3.5.1.	<i>Periodo fundamental de vibración</i>	63
3.3.5.2.	<i>Cortantes basal Estático y Dinámico</i>	67
CAPITULO 4 CONTROL GLOBAL DE DESEMPEÑO SISMICO.....		70
4.1.	CASO 1.....	70
4.1.1.	<i>Chequeo de Derivas</i>	70
4.1.2.	<i>Control de Torsión excesiva</i>	72
4.1.3.	<i>Efectos de Segundo Orden P-Δ</i>	75
4.2.	CASO 2.....	76
4.2.1.	<i>Chequeo de Derivas</i>	76

4.2.2. <i>Control de Torsión excesiva</i>	77
4.2.3. <i>Efectos de Segundo Orden P-Δ</i>	79
4.3. CASO 3.....	80
4.3.1. <i>Chequeo de Derivas</i>	80
4.3.2. <i>Control de Torsión Excesiva</i>	81
CAPITULO 5 ANÁLISIS PUSHOVER	83
5.1. CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS.....	83
5.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS PUSHOVER.....	83
5.2.1. <i>Cargas de Diseño</i>	84
5.2.2. <i>Rotulas Plásticas</i>	85
5.3. CURVA DE CAPACIDAD.....	87
5.4. NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	89
5.4.1. <i>Caso 1</i>	90
5.4.2. <i>Caso 2</i>	91
5.4.3. <i>Caso 3</i>	93
5.5. COSTO COMPARATIVO VOLUMÉTRICO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES “COLUMNAS Y VIGAS”	95
CAPITULO 6	98
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
6.1. CONCLUSIONES	98
6.2. RECOMENDACIONES.....	100
BIBLIOGRAFÍA	102
ANEXOS	104
ANEXO A CARGAS DE TIPO SOBREPUESTAS (CM-CV) APLICADAS AL CASO ESTRUCTURAL 2	105
ANEXO B MANUAL PARA LA MODELACIÓN DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL .	109
ANEXO C DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS SISTEMAS DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS PERTENECIENTES A LOS CASOS 2 Y 3	115
ANEXO D NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO	129
ANEXO F EDIFICIO EN GUAYAQUIL	135

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Configuraciones estructurales recomendadas.....	14
Gráfico 2: Esquema que representa el desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva de pushover/capacidad.	25
Gráfico 3: Esquema tridimensional de un modelo estructural inelástico desarrollado a partir de propiedades de los componentes	26
Gráfico 4: Idealización de la curva Fuerza-deformación de un elemento a partir del comportamiento hysterético en sus diferentes estados: Dúctil, Semi-dúctil y Frágil.	27
Gráfico 5: Factores que afectan el movimiento sísmico del suelo y varias formas de caracterizar gráficamente los movimientos del suelo.	29
Gráfico 6: Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para cargas monotónicas para hormigón confinado.	31
Gráfico 7: Ábaco para la obtención del valor K, factor de esfuerzo confinado.....	33
Gráfico 8: Modelo de curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión....	34
Gráfico 9: Modelo de un miembro deformado sometido a flexión.....	36
Gráfico 10: Curva idealizada momento-curvatura trilineal para una sección simplemente reforzada que falla a tensión.	37
Gráfico 11: Curva idealizada momento-curvatura bilineal para una sección simplemente reforzada que falla a tensión.	38
Gráfico 12: Curva idealizada momento-curvatura bilineal para una sección simplemente reforzada que falla a tensión.	39
Gráfico 13: Determinación de la longitud de la rótula plástica, mediante el diagrama de momentos en vigas.	40
Gráfico 14: <i>Método de coeficientes de desplazamiento modificados-FEMA 440</i>	45
Gráfico 15: <i>Representación gráfica del Método Capacidad-Espectro de linealización equivalente como se presenta en ATC-40</i>	47
Gráfico 16: Edificio esquinero en la ciudad de Guayaquil, entre las calles Ayacucho y García Moreno.	49
Gráfico 17: Área de construcción de los pisos 1 y 2.....	50
Gráfico 18: Área de construcción de los pisos 3 y 4.....	51
Gráfico 19: Modelo Irregular-edificio con la geometría del edificio colapsado en Guayaquil.	55
Gráfico 20: Modelo Irregular-edificio de Guayaquil con cambios en sus elementos.	56
Gráfico 21: Modelo Regular-edificio en cualquier sitio genérico.	57
Gráfico 22: Espectro de Respuesta elástica e Inelástica para tipo de Suelo C en Santa Elena.....	62
Gráfico 23: Detallamiento geométrico de elementos estructurales del Caso 2.....	65

Gráfico 24: Detallamiento geométrico de elementos estructurales del Caso 3.....	66
Gráfico 25: Rotulas aplicadas a columnas y vigas correspondiente al Caso 1.	86
Gráfico 26: Comparación de curvas de Capacidad para el caso de Carga lateral PUSH X.....	87
Gráfico 27: Comparación de curvas de Capacidad para el caso de Carga lateral PUSH Y.....	88
Gráfico 28: Desplazamiento de falla del último Piso del Sismo PUSH X del Caso 1	90
Gráfico 29: Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH X (Caso 2).....	92
Gráfico 30: Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH Y (Caso 2).....	92
Gráfico 31: Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH X (Caso 3).....	94
Gráfico 32: Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH Y (Caso 3).....	95
Gráfico 33: Carga sobreimpuesta CM distribuida en los Pórticos 1 y 2.....	105
Gráfico 34: Carga sobreimpuesta CM distribuida en los Pórticos 3 y 4.....	105
Gráfico 35: Carga sobreimpuesta CM distribuida en los Pórticos A y B	106
Gráfico 36: Carga sobreimpuesta CM distribuida en los Pórticos C y D	106
Gráfico 37: Carga sobreimpuesta CV distribuida en los Pórticos 1 y 2	107
Gráfico 38: Carga sobreimpuesta CV distribuida en los Pórticos 3 y 4	107
Gráfico 39: Carga sobreimpuesta CV distribuida en los Pórticos A y B	108
Gráfico 40: Carga sobreimpuesta CV distribuida en los Pórticos C y D.....	108
Gráfico 41: Paso 1 para la aplicación del Espectro de Respuesta de Respuesta Inelástico	109
Gráfico 42: Paso 2 para la aplicación del Espectro de Respuesta de Respuesta Inelástico	109
Gráfico 43: Paso 3 para la aplicación del Espectro de Respuesta de Respuesta Inelástico	110
Gráfico 44: Paso 5-Definición del Caso de Carga Ex de Tipo Modal Espectral	111
Gráfico 45: Paso 6- Definición de los modos participativos en el Caso Modal Espectral.....	111
Gráfico 46: Paso 7- Definición de la carga reactiva participativa del Caso 2.	112
Gráfico 47: Modos y periodos de vibración en la dirección X de Análisis del Caso 2.	113
Gráfico 48: Modos y periodos de vibración en la dirección Y de Análisis del Caso 2.	113

Gráfico 49: Modos y periodos de vibración en la dirección X de Análisis del Caso 3.	113
Gráfico 50: Modos y periodos de vibración en la dirección Y de Análisis del Caso 3.	114
Gráfico 51: Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 4 y 3 del Pórtico 3 crítico en la dirección X del Caso 2.	115
Gráfico 52: Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 2 y 1 del Pórtico 3 crítico en la dirección X del Caso 2.	116
Gráfico 53: Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 4 y 3 del Pórtico C crítico en la dirección Y del Caso 2.	117
Gráfico 54: Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 2 y 1 del Pórtico C crítico en la dirección Y del Caso 2.	118
Gráfico 55: Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 4, 3, 2 (P2=P1) del Pórtico 3 crítico en la dirección X del Caso 3.	119
Gráfico 56: Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 4, 3, 2 (P2=P1) del Pórtico C crítico en la dirección Y del Caso 3.....	120
Gráfico 57: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 4, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2</i>	121
Gráfico 58: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 3, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2</i>	122
Gráfico 59: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 2, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2</i>	123
Gráfico 60: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 1, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2</i>	124
Gráfico 61: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 4, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3</i>	125
Gráfico 62: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 3, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3</i>	126
Gráfico 63: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 2, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3</i>	127
Gráfico 64: <i>Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 1, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3</i>	128
Gráfico 65: <i>Arquitectura del edificio en Guayaquil- vista en elevación, Dirección Y.</i>	135
Gráfico 66: <i>Arquitectura del edificio en Guayaquil- vista en elevación, Dirección X.</i>	136
Gráfico 67: <i>Arquitectura del edificio en Guayaquil- vista esquinera.....</i>	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Irregularidades estructurales verticales.....	16
Tabla 2: Irregularidades estructurales horizontales	17
Tabla 3: Objetivo de rehabilitación en desempeño según sus Niveles	19
Tabla 4: Niveles y control de daños en el desempeño estructural	20
Tabla 5: Niveles y control de daños en el desempeño estructural	21
Tabla 6: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en vigas de hormigón Armado.	42
Tabla 7: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en columnas de hormigón Armado.	43
Tabla 8: Luces entre las direcciones X e Y de la estructura	51
Tabla 9: Dimensiones de elementos estructurales asumidos por piso	52
Tabla 10: Uso ocupacional de la estructura	52
Tabla 11: Cargas actuantes en la edificación	53
Tabla 12: Factores y coeficientes espectrales	59
Tabla 13: Factores y coeficientes estructurales para la edificación del Espectro Inelástico de los casos Estructurales	61
Tabla 14: Periodos de vibración correspondiente a su primer modo en cada dirección	64
Tabla 15: Cargas correspondiente al peso de total de cada caso estructural.....	67
Tabla 16: Cortante basal estático de diseño V (ton) para los 3 Casos estructurales. 68	
Tabla 17: Control del Cortante mínimo de diseño E_x , E_y (ton) de los Casos 2 y 3. 69	
Tabla 18: Derivas máximas para el Sismo E_x con $e=0.05$, Caso 1: Estructura irregular asumiendo un SMRF de alta ductilidad ($R=8$).....	71
Tabla 19: Derivas máximas para el Sismo E_y con $e=0.05$, Caso 1 ($R=8$).....	71
Tabla 20: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo E_x del Caso 1 (derivadas).....	72
Tabla 21: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo E_y del Caso 1. (derivadas).....	73
Tabla 22: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo E_x del Caso 1 (desplazamientos).....	73
Tabla 23: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo E_y del Caso 1 (desplazamientos).....	74
Tabla 24: Efectos de segundo Orden $P-\Delta$ de los entrepisos para el Sismo E_x del Caso 1.....	75
Tabla 25: Efectos de segundo Orden $P-\Delta$ de los entrepisos para el Sismo E_y del Caso 1.....	75
Tabla 26: Derivas máximas para el Sismo E_x con $e=0.05$ del Caso 2 ($R=5$).....	76
Tabla 27: Derivas máximas para el Sismo E_y con $e=0.05$ del Caso 2 ($R=5$).....	76

Tabla 28: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex con Derivas de entrepisos del Caso 2.....	77
Tabla 29: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey con Derivas de entrepisos del Caso 2.....	77
Tabla 30: Chequeo de Torsión excesiva del Sismo Ex con Desplazamientos de Nodos (Caso 2).....	78
Tabla 31: Chequeo de Torsión excesiva del Sismo Ey con Desplazamientos de Nodos (Caso 2).....	78
Tabla 32: Efectos de segundo Orden P- Δ de los entrepisos para el Sismo Ex del Caso 2.....	79
Tabla 33: Efectos de segundo Orden P- Δ de los entrepisos para el Sismo Ey del Caso 2.....	79
Tabla 34: Derivas máximas para el Sismo Ex con e=0.05 del Caso 3 (R=8).....	80
Tabla 35: Derivas máximas para el Sismo Ey con e=0.05 del Caso 3 (R=8).....	80
Tabla 36: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex con Derivas en Caso 3..	81
Tabla 37: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey con Derivas en Caso 3..	81
Tabla 38: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex con Desplazamientos en Caso 3.....	82
Tabla 39: Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey con Desplazamientos en Caso 3.....	82
Tabla 40: Distribución del Vector de Carga lateral Fx correspondiente a la carga del 0.1Vx del Caso 1.....	85
Tabla 41: Distribución del Vector de Carga lateral Fy correspondiente a la carga del 0.1Vy del Caso 1.....	85
Tabla 42: Distancia relativa de rotulas plásticas al Nodo viga-columna.....	85
Tabla 43: Propiedades de comportamiento plástico para elementos de Concreto Armado.....	86
Tabla 44: Niveles de Desempeño correspondiente a cada Nivel de Sismo.....	89
Tabla 45: Nivel de Desempeño correspondiente al Caso 1.....	90
Tabla 46: Nivel de Desempeño correspondiente al Caso 2.....	91
Tabla 47: Nivel de Desempeño correspondiente al Caso 3.....	93
Tabla 48: Presupuesto Referencial Caso 2.....	96
Tabla 49: Presupuesto Referencial Caso 3.....	97
Tabla 50: Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección X del Caso 1.....	129
Tabla 51: Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección Y del Caso 1.....	130
Tabla 52: Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección X del Caso 2.....	131

Tabla 53: Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección Y del Caso 2.....	132
Tabla 54: Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección X del Caso 3.....	133
Tabla 55: Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección Y del Caso 3.....	134

“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE TIPO ESTÁTICO NO LINEAL ENTRE DOS ESTRUCTURAS DE DIFERENTE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL, HASTA EL DESEMPEÑO ÚLTIMO DE FALLA”

Autor: Baque de los Santos Iván Patricio

Autor: Suárez Rodríguez Rogelio Ernesto

Tutor: Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PH.D.

RESUMEN

El siguiente trabajo de titulación comprenderá un análisis del comportamiento y desempeño estructural sismo-resistente de dos estructuras de diferente configuración estructural (variación en geometría, diseño, uso e importancia) ambas de Hormigón Armado, definiéndose a una como irregular con torsión excesiva y a otra como regular sin torsión excesiva. Este análisis comparativo corresponde a la modalidad estudios de casos, en donde, se tomará como bases principales de estudio a las normas: NEC-SE-DS (peligrosidad Sísmica-Diseño sismo resistente), NEC-SE-HM (Estructuras de Hormigón Armado).

El proyecto presenta la aplicación del método PUSHOVER, tomando como base fundamental al código FEMA 356 (Prestandard y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios). Este método permite la obtención de la curva de Capacidad Lateral de la estructura más allá del rango elástico y la información secuencial del mecanismo de falla en los elementos de la estructura, modelando las propiedades no lineales de los elementos, fuerzas, deformaciones inelásticas en las secciones.

Toda la evaluación del desempeño será gracias al modelamiento matemático usando el software SAP2000. Las estructuras serán analizadas para su respectivo chequeo conforme a los parámetros de desempeño sísmico de la actual norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015 (peligrosidad Sísmica-Diseño sismo resistente), estableciendo diferencias, resultados y recomendaciones de diseño de ambas estructuras ante la presencia de un sismo.

Palabras Claves: Desempeño sísmico, Diseño sismo-resistente, configuración estructural, método Pushover, NEC-SE-DS, NEC-SE-HM, FEMA 356.

ABSTRACT

This Graduation Report includes the analysis of the earthquake-resistant structural behavior and performance of two Reinforced Concrete structures with different structural configuration (variation in geometry, design, use and importance). The first structure has irregular configuration with excessive torsion and the second a regular configuration without torsion. This case study comparative analysis follows applicable Ecuadorian Standards: NEC-SE-DS 2015 (Seismic Hazard-Earthquake Resistant Design) and NEC-SE-HM (Reinforced Concrete Structures).

This research presents an application of the PUSHOVER method, based on FEMA 356 (Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings). This method allows the construction of the Lateral Capacity curve of the structure beyond the elastic range and also allows definition of the sequential mode of failure mechanism in elements of the structure. The non-linear properties of the elements, forces, inelastic deformations are included for all member sections.

The mathematical modeling is carried out using SAP2000 software. In this way, both structures will be analyzed and checked in accordance with the seismic performance parameters set for in the current Ecuadorian standard NEC-SE-DS 2015. Performance comparisons, results, and design recommendations for both structures are established for earthquake design loads.

Code Words: Seismic performance, earthquake-resistant design, structural configuration, Pushover method, NEC-SE-DS, NEC-SE-HM, FEMA 356

INTRODUCCIÓN

El estudio de desempeño estructural sismorresistente sirve para comprender los diversos tipos de comportamiento post-sísmico a la que una estructura estará sometida durante un terremoto, por lo que en el siguiente trabajo de titulación se aplicará un análisis comparativo que evaluará tres tipos de comportamiento en su desempeño sísmico, partiendo de una estructura irregular (irregularidad en elevación con torsión excesiva e irregularidad en planta por exceso de masa en los pisos superiores) a la que se le hacen modificaciones para lograr buen diseño sísmico en sus elementos estructurales; otorgándole rigideces óptimas, proporcionalidad, regularidad a la distribución de masas y redundancia para la redistribución de cargas sobre mayor número de ejes de columnas en su sistema de pórticos resistentes a sismos, creándose otras dos estructuras, una de tipo irregular sin torsión excesiva y otra de tipo regular.

A éstas tres estructuras se le aplicará el Análisis Estático No Lineal-Pushover, que se constituye como la principal herramienta de análisis del desempeño sísmico inelástico de este Trabajo de Titulación que corresponde a la modalidad de estudio de caso. Este análisis es una técnica eficiente que sirve para estudiar la capacidad, sobre-resistencia y deformación inelástica de una determinada estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales, la cual se debe incrementar de manera monotonía hasta que la estructura alcance el desplazamiento máximo de su mecanismo de falla plástica.

Con la ejecución del análisis Pushover, se pudo determinar resultados tales como: identificar los elementos más susceptibles a fallar primero, la capacidad de carga lateral de la estructura, la ductilidad local de los elementos, la ductilidad global de la estructura, la relación columna fuerte-viga débil, la degradación global de resistencia, la verificación de desplazamientos relativos inelásticos, el chequeo de criterios de

aceptación de un buen desempeño a nivel local (elementos) y global (estructura) como lo establece NEC-SE-GS-2015.

CAPÍTULO 1

MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Antecedentes del problema

Ecuador, se lo clasifica como uno de los países con alta actividad sísmica, en especial en la zona costera o litoral del país, analizada mediante un estudio de mapeo de zonificación sísmica por anteriores y la actual norma NEC-SE-DS 2015 (peligro sísmico, diseño sismo resistente).

La región costa o litoral, posee una complejidad morfoestructural, en la parte Sur, incluida el golfo de Guayaquil poseen fallamientos de tipos normales y de cizalla, asociadas a la abertura de la corteza continental, además de fallas inversas de bajo ángulo presentes en la fosa tectónica de subducción capaces de generar sismos mayores a magnitud 7.8 y también desplazamientos verticales con generación de ondas anómalas de tsunami. En la parte central referida a Manabí, posee mayor tasa de deformación cortical donde la recurrencia de terremotos es mayor, en la parte norte, poseen cuencas de subsidencia en su segmento morfoestructural dando reportes de fuertes terremotos, uno de ellos, el 31 de enero de 1906 de Mw 8.8, todo esto es atribuido a la tectónica activa de interplaca. En una actual investigación de Geología de terremotos y tsunamis, el Dr. Kervin Chunga concluye que la parte Sur de Santa Elena puede estar expuesta a sismos de magnitud 7 a 7,2 y valores de aceleración máxima en roca 0,34g a 0,41g que pueden generarse en un radio de 23 a 80 km afectando también a la ciudad de Guayaquil. (Chunga et al., 2016, p. 31)

El último sismo característico de terremoto registrado en el Ecuador fue el 16 de abril del 2016 (Mw 7.8) en Pedernales (Manabí). Este sismo generó grandes daños estructurales y naturales. Es por ello, que un buen diseño estructural sismorresistente es la clave para que la integridad del edificio sobreviva aún ante desastres naturales severos como lo son los sismos o “terremotos”.

El análisis estático no lineal, o Pushover, es una técnica de cálculo para el diseño sismorresistente desarrollada por Chopra and Goel (2001), la cual permite verificar el desempeño de una estructura para sismos severos, además de hallar las zonas “débiles” de una estructura y estimar la posibilidad de daño que se pueda producir, considerando hasta donde se puede exigir dicha estructura. Se han consultado varios estudios previos, entre ellos el de Paredes Azaña (2016), investigación que fue presentado en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, que aborda el Diseño por Desempeño de un edificio en Lima aplicando el análisis no lineal Pushover en una edificación destinada a vivienda, comprobando que cumpla con lo establecido en las normas del Perú, para luego realizar el Diseño por Desempeño aplicando el análisis Pushover basado en el código FEMA.

El trabajo que presenta Paredes Azaña (2016, p. 22), establece que el comportamiento no lineal de las estructuras es tan importante como el comportamiento lineal en la práctica de cualquier diseño sismorresistente basado en la ausencia de daños bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante la vida útil de la edificación. Su trabajo establece como conclusión que los elementos bien diseñados, al exceder su límite elástico, entran en el rango inelástico, pero no reducen su capacidad resistente, evitando así las fallas frágiles y cumpliendo con el objetivo de no colapso de la estructura y el resguardo de la vida humana.

El estudio “Estimación de la confiabilidad estructural de una edificación indispensable mediante análisis no lineales estáticos de Pushover”, presentado por Muñoz, Ruiz, Prieto, and Ramos (2017, p. 76) establece como conclusión que las estructuras no rehabilitadas representan un riesgo inminente y niveles de seguridad inadecuadas, para lo cual es de vital importancia tomar medidas oportunas y no después, pues como bien se sabe los sismos son impredecibles. El análisis de confiabilidad basado en desplazamientos espectrales debe relacionarse con los resultados basados en fuerzas resistentes, pues una selección de un sistema estructural adecuado, el cual, sea capaz de absorber y disipar la energía transmitida por el sismo para que, al determinar el modelo analítico, represente mejor a la estructura real debe ser el principal objetivo al momento de diseñar estructuras capaces de soportar un sismo.

Otro trabajo local presentado por los Ingenieros; García García and Chóez Franco (2019, p. 183), en su proyecto de titulación “Estudio Comparativo de los Diseños Sísmicos, de una estructura de Pórticos Dúctiles Resistentes a flexión de Hormigón Armado, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la asociación estadounidense de ingenieros civiles; ACI 318-14 del instituto estadounidense del hormigón armado.” aplicaron el método Pushover a una estructura de 8 pisos irregular concluyendo que su diseño no posee diferencias entre el uso de ambas normas de diseño sismo-resistente, y que cumplen con los requerimientos establecidos en la norma ACI 318-14 Y NEC-SE-HM, obteniendo resultados estructurales óptimo.

1.2. Planteamiento del problema

Tomando en cuenta la ubicación en la que se encuentra nuestro país, específicamente la zona costera, se caracteriza por ser una región densamente poblada, este a su vez, está afectado por una intensa actividad sísmica alta, para lo cual se toma consideraciones como la vulnerabilidad sísmica en la que ciertas estructuras están expuestas. De este modo las estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico.

El sistema estructural de mayor demanda que existe en el Ecuador es de Hormigón Armado, este a su vez está constituida por elementos estructurales capaces de resistir y transmitir cargas a la cimentación y luego al suelo; causadas por el peso del edificio y su contenido, así como las cargas provocadas por un sismo, por lo que son los más expuestos frente a estas fuerzas inducidas en ella.

Una publicación presentada por el Instituto Geofísico señala que la construcción informal en el país es casi del 70%, debido a que en la mayoría de los Municipios del Ecuador no se exigen registros municipales de planos y licencias de construcción, los cuales deberían ser estrictas en el cumplimiento de lo anteriormente dicho. Al mismo tiempo carecen de revisión profesional y todo el proceso se lo dejan en manos del maestro de obra que a pesar de tener experiencia por los años en los que se ha desempeñado en el ámbito constructivo sigue siendo insuficiente, pues su experiencia es empírica, y su conocimiento es aplicable solo para dominar estabilidad a cargas verticales permanentes; pero no para el soporte de cargas laterales severas, porque son raras. Además, la metodología de diseño y construcción mejoran con el pasar de los años, y la mayoría de las veces se basan en normas que ya no están vigentes.

La provincia de Santa Elena cuenta con un porcentaje promedio considerable de edificaciones de gran altura, con tiempo de vida útil mayor o igual a 20 años, cuya principal concentración es en Salinas. Estas edificaciones han sido construidas desde 1970 hasta la fecha, por lo que se deduce que han sido diseñadas mediante normas de construcción que ya no están vigentes, en lo que respecta a la peligrosidad sísmica, como son CEC-2002 y NEC-2015.

Esta investigación busca, mediante un análisis comparativo, contemplar las demandas por desempeño al que ciertas estructuras existentes puedan mantener y logren cumplir con los parámetros de diseño de la actual norma, en lo que respecta a la Filosofía de diseño mediante el análisis estático no Lineal “Pushover”.

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Determinar el Desempeño Estructural de estructuras de hormigón armado de diferente configuración estructural definidas como; Caso 1 (estructura irregular en planta y elevación sin diseño sísmico), Caso 2 (estructura irregular en elevación con diseño sísmico) y Caso 3 (estructura regular redundante con buen diseño sísmico), para la comparación del desempeño sísmico al Sismo de Diseño usando el método estático no lineal “Pushover”; y, comparar la economía del diseño para los Casos 2 y 3.

1.3.2. Objetivos específicos

- Estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño, verificación de esfuerzos críticos, derivas máximas y comportamiento torsional en el Caso 1.

- Rediseñar el Caso 1, con el objetivo de que sea capaz de satisfacer los parámetros de diseño de la actual Norma NEC-SE-DS 2015 (Peligrosidad sísmica-Diseño sismo resistentes); obteniéndose como resultado, el diseño estructural definido como Caso 2.
- Determinar la curva de capacidad resistente (relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura) para los Casos 1, 2 y 3.
- Establecer el nivel de Desempeño estructural correspondiente al Caso 2 vs el Caso 1.
- Presentar recomendaciones para futuras construcciones, basado en la comparación de costos y diseños correspondientes a los Casos 2 y 3.

1.4. Alcance

El siguiente proyecto de investigación tiene como fin la evaluación del desempeño sísmico de tres modelos estructurales antes definidos como Caso 1, Caso 2 y Caso 3, además de una comparación en costos entre el caso 2 y caso 3, incluyendo los comportamientos globales como son: el daño sísmico, los máximos desplazamientos, cortantes de diseño y a la verificación del cumplimiento de los parámetros de diseño planteados en la actual Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS 2015 y el detallamiento de los elementos estructurales como lo establece la norma ACI 318-19, capítulo 18.

Estos resultados pueden ser característicos de otras estructuras que comprendan similitudes en geometría y detallamiento estructural, al igual que su evaluación en desempeño sísmico, ya que la Península de Santa Elena cuenta con edificaciones similares en su configuración estructural.

Esta investigación ayudará a estudiantes a tener ideas y criterios de apoyo a la hora de realizar otro proyecto dentro del área estructural y al diseño de edificaciones sismorresistentes.

Antes de realizar un análisis de desempeño sísmico con este método, se debe considerar que el método Pushover no reemplaza las acciones reales del sismo. Además, esta investigación no hace referencia a estudios del suelo sobre el cual están asentadas dichas edificaciones, tomándose como dato general un tipo de suelo C que es predominante para la provincia de Santa Elena. Una vez finalizado este estudio se espera que pueda contribuir a la evaluación de la capacidad de distintas estructuras construidas en nuestro País.

1.5. Justificación

Los mayores daños que se han evidenciado tras un sismo son en aquellas estructuras que se alejan de la configuración recomendable y satisfactoria dadas por las normas de construcción, las cuales según su importancia y ocupación deben satisfacer lo establecido en la filosofía de diseño de la norma NEC-SE-DS 2015, de lo contrario el sismo castiga fuertemente dichas irregularidades presente en las estructuras.

La actual noma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015 usa un método de análisis lineal elástico, es decir, las deformaciones que presente dicha estructura luego de haber sufrido un sismo serán linealmente proporcionales a los esfuerzos de cada entrepiso de la estructura.

En la realidad toda estructura, tiene un comportamiento no lineal, es por eso por lo que el método estático no lineal, permitirá chequear ambas estructuras fuera de

su rango lineal, considerando su degradación de rigideces, además de detectar fallas dúctiles en su estructura (ubicación de rotulas plásticas) en un sistema aporticado.

Por esta razón, es muy importante plantear nuevas soluciones o diseños que contemplen el diseño por desempeño de estructuras para de esta manera obtener estructuras más seguras y confiables al funcionamiento estructural frente a sismos de diferentes intensidades, y escenarios posibles frente a cualquier tipo de requerimientos.

1.6. Hipótesis de trabajo

El siguiente análisis postula como hipótesis que los Casos 2 y 3, por tener diseños sismo-resistentes, lograrán soportar las cargas inelásticas del Sismo de Diseño de la norma NEC-SE-DS 2015 para Santa Elena, modeladas mediante el método Pushover; distinguiéndose en su desempeño sísmico comparativo, nivel de seguridad, nivel de daño esperado y al grado de vulnerabilidad ante la aplicación de fuerzas sísmicas. Además de prevenirse las condiciones que puedan alterar la seguridad y potencialmente llevar al colapso a las edificaciones.

1.7. Variables

1.7.1. Variables Dependientes

- Análisis estático no lineal
- Ubicación de sitio (zonificación sísmica)
- Configuración estructural de 4 pisos de Hormigón Armado

1.7.2. Variables Independientes

- Rigidez en capacidad sísmica
- Ductilidad en capacidad sísmica

1.8. Metodología general de la Investigación

El siguiente Trabajo de Titulación presentará un análisis comparativo de dos estructuras de diferente configuración estructural (regular e irregular), ambas de hormigón armado. Para ello se provee:

- Recopilar información, normas y trabajos relacionados al previo análisis comparativo.
- Establecer las diferentes definiciones, causas, variables, que aportan e influyen en el comportamiento estructural.
- Estudio y análisis de la aplicación del método Pushover para los diferentes Casos estructurales
- Modelamiento Matemático-estructural mediante la herramienta SAP2000 para la integración de datos de diseño que poseen las estructuras.
- Verificación y comparación de resultados del desempeño estructural de los 3 casos, mediante las curvas de capacidad.
- Estimación de costos mediante un Análisis de precios unitario del hormigón armado requerido para los Casos 2 y 3.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Fundamentación teórica

Se conoce como Análisis Estático No-lineal tipo Pushover al estudio del comportamiento inelástico de una estructura, en el que se aplican vectores de carga laterales, uno de ellos es el método Estático lateral Equivalente, tomando en cuenta los modos suficientes de vibración, en el que sea capaz de capturar más del 90% de masa participativa a partir de un análisis modal espectral en su desempeño estructural, permitiendo un chequeo esfuerzo-deformación no-lineal más confiable para su caracterización en desempeño sísmico de estructuras. (FEMA-356, 2000)

2.2. Definiciones

- **Estructura de Hormigón Armado de Tipo Especial**

Sistema estructural generalmente aporricado de alta ductilidad resistentes a momentos.

- **Pórticos especial sismorresistente de Hormigón Armado**

Estructura particularmente formada por la unión de columnas con vigas formando marcos o pórticos, capaces de resistir cargas verticales y de origen sísmico con capacidad para presentar un comportamiento dúctil en toda su estructura a la ocurrencia del Sismo de Diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

- **Sismo de Diseño**

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o mediante un mapa de zonificación de peligrosidad sísmica. (NEC-SE-DS, 2015)

- **Rigidez**

Propiedad elástica que relaciona la deformación que sufre un cuerpo al aplicarse una fuerza, siendo estos proporcionales con un valor constante dentro del rango lineal elástico.

- **Ductilidad**

Deformaciones presentes en un elemento estructural, más allá del rango elástico o de fluencia sin reducción de su resistencia.

2.3. Configuración estructural

Tipo y formas de diseño arquitectónicos y estructural de un edificio que pueden presentar, tanto como una simplicidad o cambios abruptos en su elevación y planta de su diseño.

2.3.1. Estructura regular

Las estructuras regulares presentan simplicidad en su diseño, no poseen discontinuidades en su configuración vertical, en planta o en su sistema resistente a fuerzas verticales; estas estructuras están formados por marcos planos con las siguientes características:

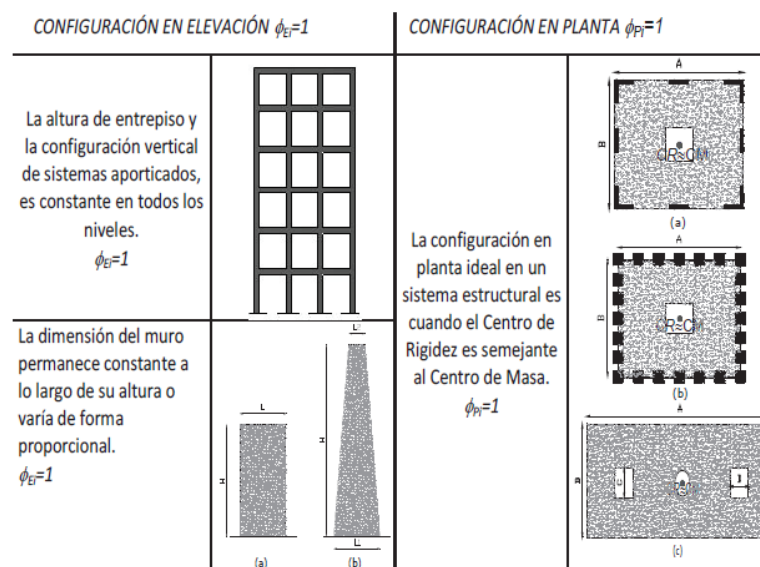
- Con o sin diagonales rigidizadores
- Con o sin muros estructurales
- Paralelos

Además de presentar proporcionalidad y continuidad en sus marcos, simetría estructural originada de una buena arquitectura, y no poseer torsión inherente debido a su configuración estructural.

La NEC-SE-DS (2015, pp. 48-51) (Peligro sísmico-diseño sismo resistente) presenta en la sección 5.2 de la unidad 5, modelos regulares recomendados que se ilustran en el Gráfico 1.

Gráfico 1

Configuraciones estructurales recomendadas



Nota: Tomado de NEC-SE-DS-TABLA 11

2.3.2. Estructura irregular

Las estructurales irregulares son aquellas que presentan un comportamiento estructural deficiente, clasificada como estructuras no recomendadas por sus

características arquitectónicas en planta y elevación por la norma Ecuatoriana NEC-SE-DS 2015.

Ecuador, Perú y Colombia clasifican primordialmente a las irregularidades por diferentes tipos, referenciados de la Norma ASCE 7-16, como son:

- Rigidez
- Resistencia
- Masa o peso
- Geometría Vertical
- Discontinuidades

Se recomienda ver la sección 5.2.2 de NEC-SE-DS 2015 para clasificar de manera rigurosa las diferentes irregularidades establecidas en dicha norma, además de establecer coeficientes de irregularidades en planta y elevación para un Análisis Sismo-resistente.

El estudio de García García and Chóez Franco (2019), “Estudio Comparativo de los Diseños Sísmicos, de una Estructura de Pórticos Dúctiles Resistentes a Flexión de Hormigón Armado, Usando las Especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la Asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; ACI 318-14 del Instituto Estadounidense del Hormigón Armado”, detalla las diferentes irregularidades estructurales de la norma ASCE 7-16.

2.3.2.1. Irregularidad estructural vertical.

A continuación, se presentan las irregularidades verticales en la Tabla 1 y las irregularidades horizontales en la Tabla 2.

Tabla 1
Irregularidades estructurales verticales

Tipo	Descripción	Sección de referencia	Categoría de Diseño
1	Irregularidad de baja rigidez de piso cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	Tabla 12,6-1	D, E, F
1b	Irregularidad extrema de baja rigidez de piso. Cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 70 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	12,3,3,1	E, F
		Tabla 12,6-1	D, E, F
2	Irregularidad de peso (masa). Cuando la masa efectiva de cualquier piso es más que 150% de la masa efectiva de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	Tabla 12,6-1	D, E, F
3	Irregularidad geométrica vertical. Cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente	Tabla 12,6-1	D, E, F
4	Irregularidad de discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistente a las fuerzas laterales. Se define que existe cuando existe un desplazamiento en el plano de un elemento de resistencia a la fuerza sísmica vertical que da lugar a requerimientos de vuelco sobre una viga de soporte, una columna, una armadura o una losa.	12,3,3,3	B, C, D, E, F
		12,3,3,4	D, E, F
		Tabla 12,6-1	D, E, F
5a	Irregularidad en rigidez lateral - piso débil. Un piso débil es aquel en que la resistencia lateral del piso es menor del 80% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.	12,3,3,1	E, F
		Tabla 12,6-1	D, E, F
5b	Irregularidad en rigidez lateral - piso débil extrema. Un piso débil es aquel en que la resistencia lateral del piso es menor del 65% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.	12,3,3,1	D, E, F
		12,3,3,2	B, C
		Tabla 12,6-1	D, E, F

Nota: Adaptada de la Tabla 12.3-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

2.3.2.2. Irregularidad estructural horizontal.

Tabla 2

Irregularidades estructurales horizontales

Tipo	Descripción	Sección de referencia	Categoría de diseño
1a	Irregularidad Torsional. Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos.	12,3,3,4 12,7,3 12,8,4,3 12,12,1 (Tabla 12,6-1)	D, E, F B, C, D, E, F C, D, E, F C, D, E, F D, E, F
1b	Irregularidad Torsional Extrema. Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.	12,3,3,1 12,3,3,4 12,3,4,2 12,7,3 12,8,4,3 12,12,1	E, F D D B, C, D C, D C, D
2	Irregularidad de esquina entrante. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	12,3,3,4 Tabla 12,6-1	D, E, F D, E, F
3	Irregularidad de discontinuidad del diafragma. Cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	12,3,3,4 Tabla 12,6-1	D, E, F D, E, F
4	Irregularidad de compensación fuera del plano. Cuando existe una discontinuidad en una trayectoria del sistema sismo resistente de la fuerza lateral, tal como un desplazamiento fuera de plano de al menos uno de los elementos verticales.	12,3,3,3 12,3,3,4 12,7,3 Tabla 12,6-1	B, C, D, E, F D, E, F B, C, D, E, F D, E, F,
5	Irregularidad de ejes no paralelos. Cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	12,5,3 12,7,3 Tabla 12,6-1	C, D, E, F B, C, D, E, F D, E, F

Nota: Adaptada de la Tabla 12.3-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

2.4. Desempeño Sísmico Estructural

El desempeño sísmico estructural, relaciona niveles de daños Estructurales y No Estructurales permitidos para ciertos niveles de intensidad sísmica, en el que se pueden establecer niveles de desempeño estructural establecidos jerárquicamente según el tipo de daño post-sísmico.

2.4.1. Objetivos de Desempeño Estructural

La Norma Ecuatoriana NEC-SE-RE (2015, pp. 20-21) Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras establece 4 Niveles de desempeño estructural que son tomados en cuenta en la evaluación de un desempeño estructural, estos, se basan según 4 niveles de peligro sísmico:

- Evento sísmico con probabilidad del 50% de ser excedido 50 años, con periodo de retorno de 72 años.
- Evento sísmico con probabilidad del 20% de ser excedido 50 años, con periodo de retorno de 225 años.
- Evento sísmico con probabilidad del 10% de ser excedido 50 años, con periodo de retorno de 475 años.
- Evento sísmico con probabilidad del 2% de ser excedido 50 años, con periodo de retorno de 2475 años.

2.4.2. Niveles de Desempeño Estructural.

Los 4 Niveles de desempeño estructural son:

- 1-A: Nivel operacional
- 1-B: Nivel de Ocupación Inmediata

- 3-C: Nivel de Seguridad de Vida
- 5-E: Nivel de prevención al colapso

Los objetivos pueden ser utilizados según la ocupación, importancia, o funciones de la edificación; también teniendo en cuenta consideraciones económicas como el costo relacionado a la reparación de daños e interrupción del servicio.

ASCE 41-17 establece en el Capítulo 2 con referencia a FEMA-356 (2000) en los objetivos de desempeño estructural (tablas 2-1 y 2-3) dos eventos sísmicos de mayor amenaza que son BSE-1 (probabilidad del 10% de ser excedido 50 años, con periodo de retorno de 475 años) y BSE-2 (probabilidad del 2% de ser excedido 50 años, con periodo de retorno de 2475 años). A diferencia de FEMA 356 que considera los 4 eventos sísmicos para los diferentes objetivos.

En la Tabla 3 se muestran los diferentes objetivos según el desempeño estructural basado en FEMA-356 (2000) establecidos en NEC-SE-RE-2015.

Tabla 3

Objetivo de rehabilitación en desempeño según sus Niveles

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de Desempeño esperados en el Edificio			
	Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Intermedia (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
BSE-1 (10%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2 (2%/50 años)	m	n	o	p

1. Cada celda de esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto.
2. Los Objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:
 - BSO (Objetivo Básico de Vida): k y p
 - EO (Objetivos avanzados o esencial): k y o, m ó n,
 - Otros Objetivos mejorados: m, n, o
 - Objetivos Limitados: solo k, solo p
 - También Objetivos limitados: c, g, d, h, l

Nota: Esta tabla muestra un resumen general del control de daños y niveles de desempeño estructural de un edificio. Tomado de FEMA-356 (2000, pp. 1-9)

Tabla 4

Niveles y control de daños en el desempeño estructural

Niveles y control de daños en el desempeño estructural				
Tipos	Niveles de desempeño estructural			
	Prevención al colapso (5-E)	Seguridad de vida (3-C)	Ocupación Inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
Daños generales	Severo	Moderado	Ligero	Muy ligero
Estructurales	Poca rigidez y resistencia residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso.	Algo de rigidez y resistencia residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan carga por gravedad siguen funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisoras, el edificio se mantiene económicamente reparable.	No hay deriva permanente, la estructura aún mantiene su rigidez y resistencia originales, fisuras pequeñas en fachadas, paredes divisoras, cielos rasos, así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contraincendios aún operables.	No hay deriva permanente, la estructura aún mantiene su rigidez y resistencia original, fisuras pequeñas en fachadas, paredes divisoras, cielos rasos, así como en elementos estructurales, todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.

No Estructurales	Daño severo.	Peligro de caída de objetos mitigado, pero bastante daño en sistemas arquitectónicos, mecánico y eléctrico.	Equipo y contenido están seguros de manera general, pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad.	Ocurren daños insignificantes. la energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.
------------------	--------------	---	---	---

Nota: Adaptado de la Tabla C1-2 (FEMA 356, pag 1-13)

Por otra parte, FEMA-356 (2000) también establece tablas para el control de daños en elementos primarios y secundarios, al igual que las derivas permisibles en un sistema de Pórtico de Hormigón Armado. En la Tabla 5 se muestra un resumen de los daños en elementos estructurales verticales de un edificio.

Tabla 5

Niveles y control de daños en el desempeño estructural

Niveles y daños del desempeño estructural de elementos verticales				
Elemento	Tipo	Niveles de desempeño estructural		
		Prevención ante colapso S-5	Seguridad de vida S-3	Ocupación inmediata S-1
Marcos de hormigón "pórticos"	Primario	Extenso agrietamiento y formación de rotulas plásticas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y/o falla de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Daño extenso en vigas, desprendimiento de la cubierta y agrietamiento por cizallamiento (<1/8 pulg de ancho) para columnas dúctiles. Menor desprendimiento en columnas no dúctiles. Grietas articulares <1/8 pulg. de ancho.	Agrietamiento leve en forma de líneas. Rendimiento limitado posible en algunas ubicaciones. No aplastamiento (por debajo de 0,003)

	Extenso desprendimiento en columnas (acortamiento limitado) y en vigas.	Agrietamiento extenso y formación de rotulas plásticas en elementos dúctiles.	Poco desprendimiento del concreto en algunos lugares de los elementos dúctiles como
Secundario	Daño articular severo. Algún reforzamiento alabeado.	Agrietamiento limitado y/o falla de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	columnas y vigas. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Cizallamiento agrietado en juntas <1/16 pulg de ancho
Derivas	4% transitorio o permanente	2% transitorio 1% permanente	1% transitorio; permanente o insignificante.

Nota: Extracto de Tabla C1-3 (FEMA 356, pag 1-14)

2.4.3. Niveles de Desempeño No-Estructural.

Los Niveles de desempeño no estructural, considera solamente a los componentes no estructurales, tales como, mampostería (divisiones), revestimiento de paredes, paneles, puertas, ventanas, techos, etc. Así como también instalaciones sanitarias y eléctricas.

Se recomienda ver las tablas C1-5, C1-6, C1-7 de FEMA-356 (2000), en el capítulo 1 donde se establecen evaluaciones para componentes No Estructurales en su estado post-sísmico, ya que este estudio no profundiza esos análisis.

2.5. Análisis modal espectral

El método modal espectral (MME) permite conocer los modos y periodos de vibración de un sistema de múltiples grados de libertad, mediante un procedimiento de análisis dinámico sísmico de tipo lineal de un sistema elástico.

La metodología de este análisis conlleva a la modelización genérica de un espectro de diseño elástico, que permita estimar el comportamiento pseudo-aceleración del suelo a la que una estructura puede responder frente a un sismo en un periodo natural “T”.

ASCE 7-16 en la sección 12.9.1 establece determinar los modos suficientes que permita obtener el 100% de participación de masas de la estructura. Además de proveer consideraciones de diseño las cuales son tomados en cuenta para los análisis del presente estudio de investigación, como son:

- Modelamiento estructural
- Parámetros de respuesta Modal

El espectro de respuesta de diseño elástico deberá ser reducido para el factor de resistencia, R.

- Parámetros de respuesta combinada

Los distintos modos fundamentales de vibración serán combinados usando el método de la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados (SRSS).

- Escalamiento de fuerzas

Los periodos fundamentales de vibración T, no deben exceder $C_u T_a$ en una dirección dada, para el cálculo del cortante de base estático V , en el que se debe comparar con el cortante de base modal V_d o cortante basal dinámico obtenido mediante el software.

El escalamiento de fuerzas se aplica cuando:

$$V_d < 0.8V \text{ para estructuras regulares} \quad (2.5.1)$$

$$V_d < 0.85V \text{ para estructuras irregulares} \quad (2.5.2)$$

- Distribución de cortante horizontal

El efecto de torsión accidental se debe aplicar a un 5% de su distribución lateral del cortante horizontal modal.

- Derivas de Piso

Para el control de derivas, la norma NEC-SE-DS 2015 establece para una estructura de Hormigón Armado un máximo del 2% de su deriva Inelástica, además de los controles establecidos en la sección 6.3.9 de la norma ecuatoriana.

2.6. Análisis estático No-lineal

El análisis Estático No Lineal (AENL), conocido como Pushover, posee similitudes en sus procedimientos con el análisis lineal, pero tiene un vínculo importante con la Ingeniería basada en desempeño como una técnica de evaluación y diseño. ATC (1996)

El objetivo práctico del procedimiento inelástico en un análisis sísmico es predecir dicho comportamiento estructural en futuros sismos, para garantizar y dar mejoras en estructuras existentes o a un nuevo diseño de construcción. Por otra parte, su alcance es estimar directamente la magnitud de deformaciones y distorsiones inelásticas. (FEMA-440, 2005)

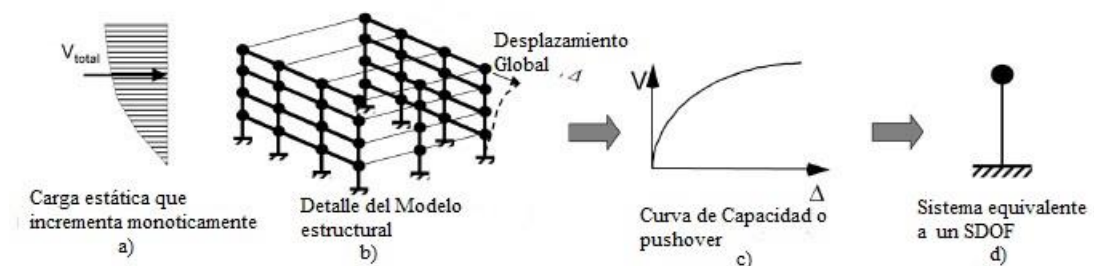
El análisis Pushover es el procedimiento de mayor aceptación y uso, pero posee limitaciones en su procedimiento. Dentro de las limitaciones del Pushover se encuentra

que este análisis generalmente se simplifica y solo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, el cual representa una forma de vibrar a la excitación sísmica. Así mismo, un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la estructura. Esta curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o el colapso de la estructura. Además de discretizar el comportamiento no lineal a través de rotulas plásticas que se ubican en las zonas donde se espera un comportamiento inelástico. (Paredes Azaña, 2016)

FEMA-440 explica mediante la gráfica 2 que, al aplicar el método no lineal, se debe generar un modelo estructural al que se le aplican vectores de carga lateral (Gráfico 2.a) y luego se incrementa la magnitud de la carga total para generar una relacional inelástica no lineal de fuerza-deformación para la estructura a nivel global (Gráfico 2.b y 2.c). Este vector de carga es usualmente una representación aproximada de las aceleraciones relativas asociadas con el primer modo de vibración de la estructura (Gráfico 2.d).

Gráfico 2

Esquema que representa el desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva de pushover/capacidad.



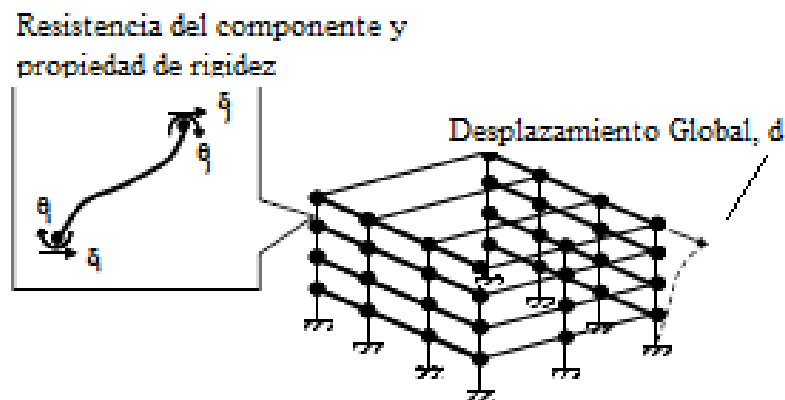
Nota: Tomado de FEMA 440, pag 2-4

2.6.1. Modelo Estructural

Los modelos estructurales o modelos matemáticos son similar a los modelos lineales de elementos finitos con la diferencia de que algunos o todos los componentes poseen resistencia y deformación post-elástica incluidas en su modelo matemático, además de las propiedades elásticas iniciales y normalmente la capacidad estructural elástica e inelástica de los elementos se basa en aproximaciones derivadas de los resultados de los ensayos de laboratorio de los componentes individuales o análisis teóricos. (FEMA-440, 2005)

Gráfico 3

Esquema tridimensional de un modelo estructural inelástico desarrollado a partir de propiedades de los componentes



Nota: Tomado de FEMA 440, pag 2-2

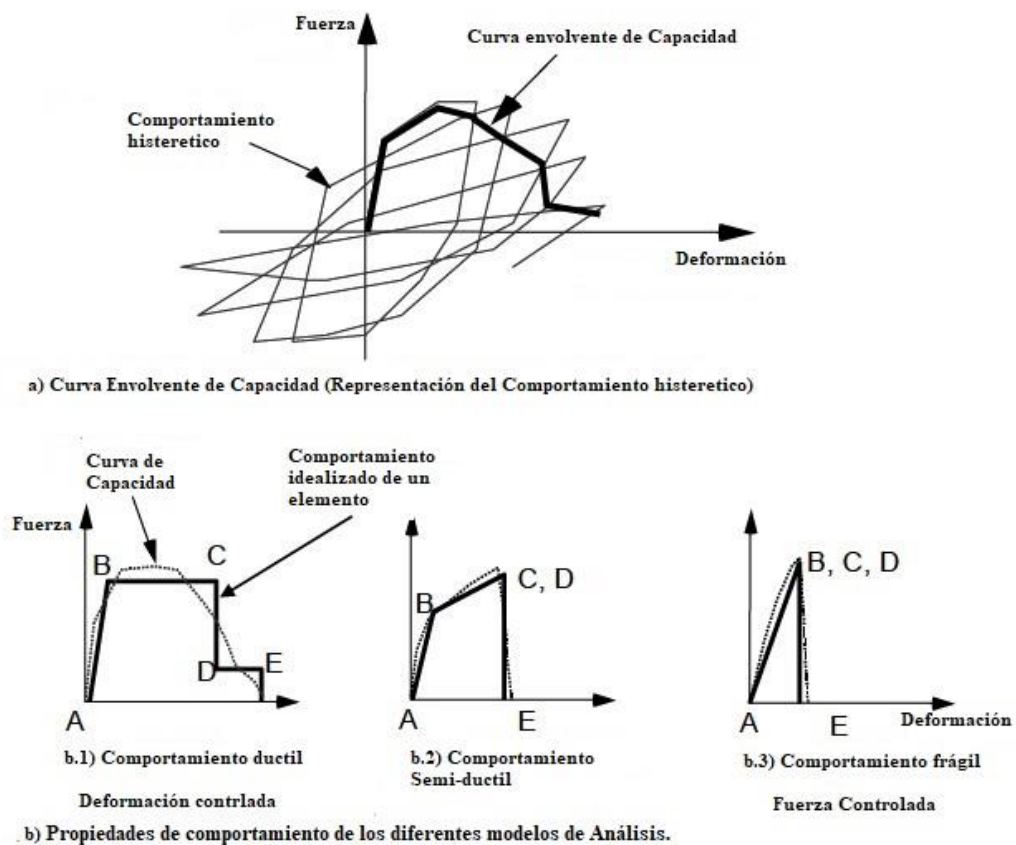
Predecir el comportamiento de una estructura ante fuerzas sísmicas incluye estimar la pérdida de rigidez lateral y los cambios en la resistencia lo cual es muy complejo. Por tal razón, se idealiza una relación entre la fuerza y los desplazamientos representada en secuencia de carga y descarga (ciclos de carga durante eventos sísmicos), esta representación se la caracteriza con un modelo de comportamiento histerético, se debe estimar el perfil de la curva o forma de la curva Fuerza-

Deformación conocida como Curva Envolvente de la Capacidad o simplemente La Curva de Capacidad del elemento. (FEMA-440, 2005)

A continuación, se muestran algunos ejemplos:

Gráfico 4

Idealización de la curva Fuerza-deformación de un elemento a partir del comportamiento histerético en sus diferentes estados: Dúctil, Semi-dúctil y Frágil.



Nota: Adaptado de la figura 2-3, FEMA 440, pag 2-3

La Gráfica 4-b establece tres modelos de comportamiento por capacidad carga-deformación de un elemento, las cuales se describen como:

- Dúctil: comportamiento plástico óptimo de los elementos estructurales que cumple con las deformaciones ante la aplicación de la fuerza última de Diseño.

- Semi-dúctil: estado de falla de ductilidad limitada que no completa el 100% del comportamiento plástico en sus deformaciones ante la aplicación de la fuerza última de Diseño.
- Frágil: estado de falla frágil elástica sin ductilidad ante la aplicación de la fuerza última de Diseño.

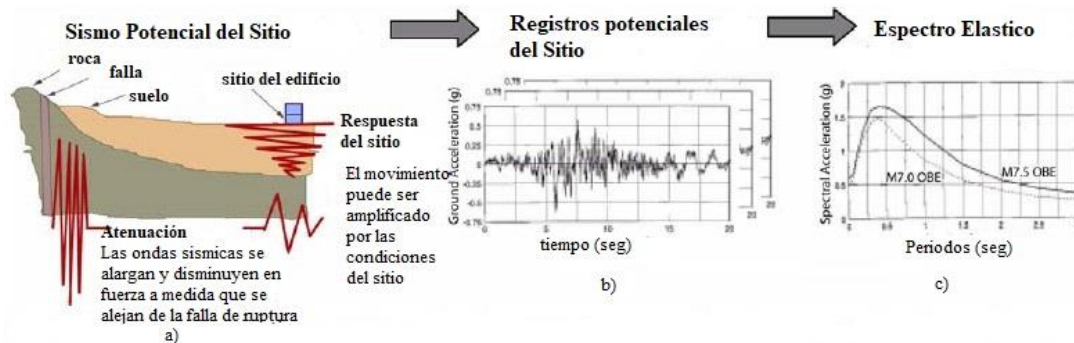
El Análisis Estático No Lineal debe contar con las características de los elementos o componentes estructurales del edificio, dimensiones de sus miembros, cuantía de refuerzo (longitudinal y transversal), resistencia de los materiales, y la estimación de la ubicación de las rotulas plásticas en sus elementos; como función de un diseño que previene fallas frágiles y propicia la falla por flexión de elementos con capacidad controlada por grandes deformaciones dúctiles (Gráfico 4.b.1).

2.6.2. Caracterización de terreno en zonas sísmicas

Un fundamento importante al instante de diseñar un modelo estructural sismorresistente es conocer las características de sitio, la geología de sismos, de cómo influye su mecanismo de falla y los efectos de sitio. Un ejemplo claro de la caracterización de una fuente sísmica se muestra en el Gráfico 5.

Gráfico 5

Factores que afectan el movimiento sísmico del suelo y varias formas de caracterizar gráficamente los movimientos del suelo.



Nota: figura 2-6, FEMA 440, pag 2-5

El Gráfico 5 muestra la caracterización de un sismo. El espectro de Diseño del Sitio (Gráfico 5.c) se ve afectado por la atenuación que se produce a medida que se propagan las ondas sísmicas a través de la roca desde la fuente hasta el sitio y sus efectos locales (Gráfico 5.a). Los efectos de sitio expresan registros de movimientos del suelo o gráficos de aceleración, velocidad y desplazamiento de un punto en la superficie del suelo en función del tiempo (Gráfico 5.b). Finalmente, la forma del movimiento del suelo sobre la superficie del terreno se utiliza para definir el espectro de respuesta de diseño del sitio que contiene la respuesta máxima de la estructura como función del periodo de la estructura. (FEMA-440, 2005)

La norma Ecuatoriana NEC-SE-DS 2015 (Peligro sísmico-Diseño sismorresistente) en el capítulo 3 presenta la caracterización de la amenaza sísmica (factor z) mediante un mapa de zonificación sísmica y establece factores de sitio F_a , F_d y F_s para caracterizar el suelo para la construcción de formas espectrales genéricas para el diseño de estructuras sobre suelos tipo A, B, C, D y E (se recomienda revisar en la norma la tabla 19 de la sección 10.2 para el uso de los factores de zona "z").

2.6.3. Parámetros del comportamiento No Lineal

El comportamiento carga-deformación de los materiales del Hormigón Armado, se representan en gráficas. Se originan ensayos de carga-deformación que permiten establecer rangos lineales y no lineales, y a partir de estos el tipo de comportamiento dúctil, semi-dúctil y frágil (Gráfica 4.b).

A continuación, se describirán fundamentos teóricos del comportamiento de los materiales en hormigón armado de la capacidad por ductilidad.

- **Curva Carga-deformación**

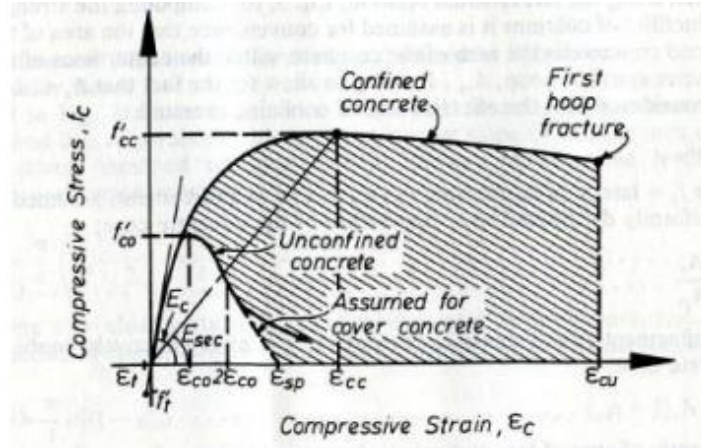
Las propiedades mecánicas de los elementos de una sección de hormigón armado dentro de los análisis no lineales (Análisis Estático y Dinámico) considera la resistencia máxima a compresión, y las deformaciones unitarias máximas, últimas y de esfuerzo de compresión ϵ_{max} y ϵ_{ult} . Estas propiedades son obtenidas mediante curvas de carga-deformación, en el que se describen dichas deformaciones de una sección de hormigón armado para diferentes niveles de carga según lo presentado por Situaci and Regi (2008). Complementariamente, se describe el nivel de daño asociado a un estado de carga-deformación.

- a. Comportamiento del Hormigón Confinado y No confinado**

El modelo esfuerzo-deformación presentado por Mander, Priestley, and Park (1988, pp. 1804-1826) para hormigón sujeto a compresión uniaxial y confinado con refuerzo transversal aplicable para secciones circulares como rectangulares, basado en ensayo, demostró que el confinamiento del hormigón con refuerzo transversal provisto en altas cuantías especificadas en normas aumenta significativamente la resistencia y ductilidad del hormigón armado.

Gráfico 6

Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para cargas monotónicas para hormigón confinado.



Nota: Mander et al. (1988)

Este modelo se define por las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{x r f'_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad (2.5.3.1)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.5.3.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.5.3.3)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2.5.3.4)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \text{ (MPa)} \quad (2.5.3.5)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.5.3.6)$$

Para secciones rectangulares:

$$f'_{cc} = Kf'_{c0} \quad (2.5.3.7)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sb_{cy}} k_e f_y \quad (2.5.3.8)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{wi^2}{6b_{cx}b_{cy}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.5.3.9)$$

$$A_e = \left(b_{cx}b_{cy} - \sum_{i=1}^n \frac{wi^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}}\right) \quad (2.5.3.10)$$

Donde:

f_c = resistencia a compresion del hormigón

f'_{cc} = resistencia a la compresion del hormigón confinado

f'_{c0} = resistencia a la compresion del hormigón no confinado

w_i = distancia libre entre varillas longitudinales adyacentes

ϵ_c = Deformación unitaria del hormigón

ϵ_{cu} = Deformacion unitaria ultima

ϵ_{c0} = Deformación unitaria en f'_{c0} , puede ser asumido como 0,002

ϵ_{cc} = Deformación unitaria del Hormigon simple en f'_{cc}

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón no confinado

E_{sec} = Módulo secante del hormigón confinado

s = separación entre los estribos en paños exteriores

s' = separación entre los estribos en paños interiores

A_{sy} = Área del refuerzo transversal paralelo al eje "y"

A_{sx} = Área del refuerzo tranversal paralelo al eje "x"

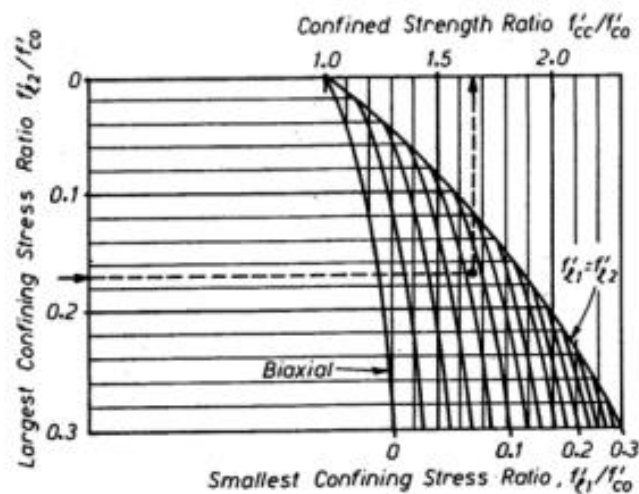
f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

K = factor de esfuerzo confinado

Mander et al. (1988, pp. 1804-1826), establecen en su estudio modelos de esfuerzo-deformación teórico para concreto confinado, la gráfica 7 específica que se puede obtener el valor K, mediante relaciones de fuerza y tensión confinada.

Gráfico 7

Ábaco para la obtención del valor K, factor de esfuerzo confinado.



Nota: Mander et al. (1988)

Otros modelos han sido propuestos a lo largo de la historia, para caracterizar la curva esfuerzo-deformación, tales como el modelo de Toutanji (1999), el modelo de Spoelstra and Monti (1999, pp. 143-150), mismo que sirven para hormigón confinado con fibras reforzadas con polímeros, además de los modelos presentados por Mirmiran et al. (1998, pp. 175-185), Al-Salloum Y. A. 2006, Wu y Zhuo 2010 y otros.

Se recomienda seleccionar entre los diferentes modelos, aquel que mejor caracterice al material dependiendo del diseño del hormigón armado del proyecto.

b. Comportamiento del acero de refuerzo.

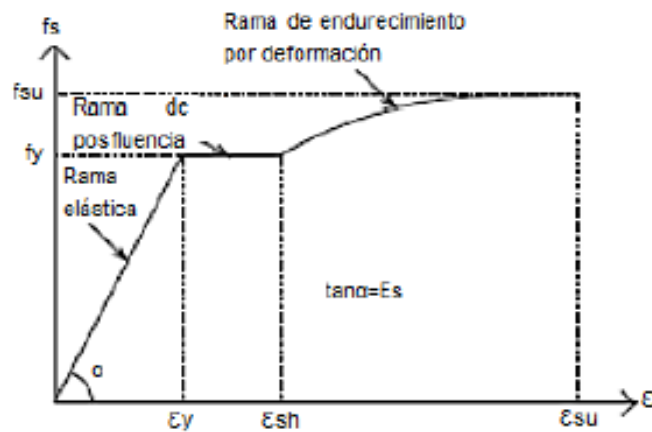
En cuanto a la idealización del comportamiento a la resistencia a tensión del acero de refuerzo; Park and Paulay (1975) presentan un modelo destacando la zona de

endurecimiento por deformación del acero definida por el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$.

En dicha zona, ϵ_{sh} es la deformación unitaria donde empieza el endurecimiento del acero y ϵ_{su} es la deformación unitaria última del acero.

Gráfico 8

Modelo de curva esfuerzo deformación del acero sometido a tensión.



Nota: Park and Paulay (1975)

En el caso del acero, su comportamiento a tensión, sigue el modelo en el que se presentan tres secciones conocidas como:

- **rama elástica**

$$f_s = \epsilon_s E_s \quad \text{dentro del intervalo } \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (2.5.3.11)$$

- **rama de post-fluencia**

$$f_s = f_y \quad \text{dentro del intervalo } \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad (2.5.3.12)$$

- **zona de endurecimiento por deformación**

Hasta llegar al punto de fractura, que es la máxima resistencia del acero.

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (2.5.3.13)$$

dentro del intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (2.5.3.14)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.5.3.15)$$

Donde:

ε_s = Deformación unitaria del acero

ε_{sh} = Deformación unitaria, donde se inicia el endurecimiento por deformación

ε_{su} = Deformación unitaria última

f_y = Esfuerzo de fluencia en el acero

f_{su} = Esfuerzo último

c. Diagrama Momento-Curvatura

Las relaciones momento curvatura $M - \varphi$ de los componentes estructurales permiten conocer la capacidad dúctil por curvatura μ_φ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u ; la rigidez elástica constante y la inelástica variable en el diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad de los materiales. (Aguiar, 2003)

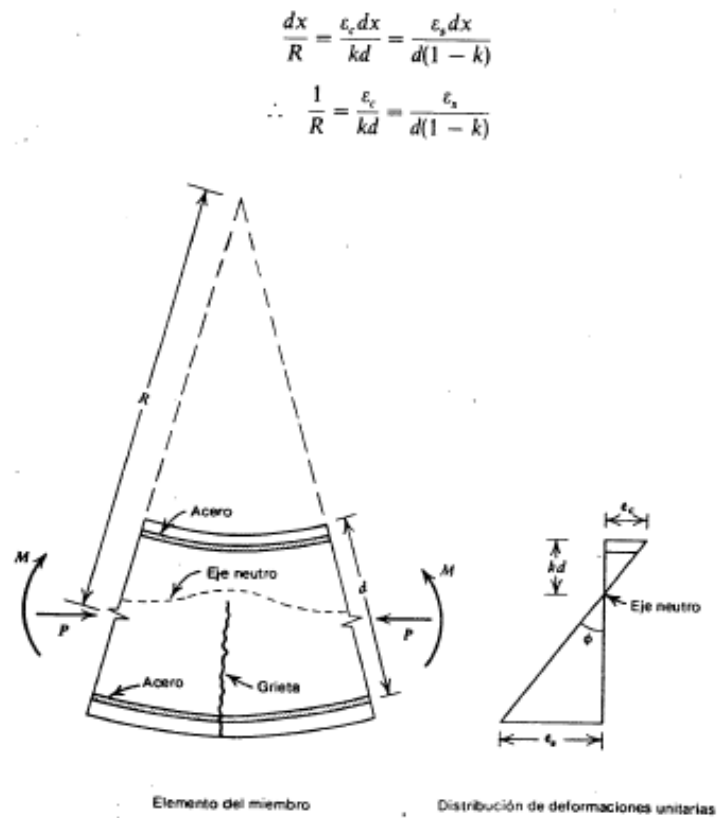
La capacidad de ductilidad por curvatura en un elemento le permite a la estructura disipar gran cantidad de energía, sostener la resistencia a cargas y redistribuir los momentos a otros elementos, permitiendo que todos los elementos trabajen de forma conjunta, optima y eficiente. Si la capacidad de ductilidad por curvatura de los elementos es escasa, la estructura presentará una falla frágil cuando se ingrese al rango inelástico.

Un ejemplo claro para este estudio sería modelar una estructura ajena a las características propias del modelo estructural real escogido, ya que se obtendría resultados por ductilidad por diseño falsos. Por tal razón, se adoptará la relación $M - \phi$ de R. Park y T. Paulay para la evaluación de las capacidades por ductilidad por curvatura, para garantizar fallas dúctiles en los elementos de la estructura.

T Paulay, Park, and Prestley (1978), consideran un miembro inicialmente recto de concreto reforzado con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales, en el que toman solamente una pequeña longitud dx del elemento, obteniendo relaciones de rotación entre los extremos del elemento, tal como se presenta en el grafico 9.

Gráfico 9

Modelo de un miembro deformado sometido a flexión.



Nota: T Paulay et al. (1978)

La rotación por longitud unitaria del miembro $\frac{1}{R}$ está dada por la curvatura φ y se expresa como:

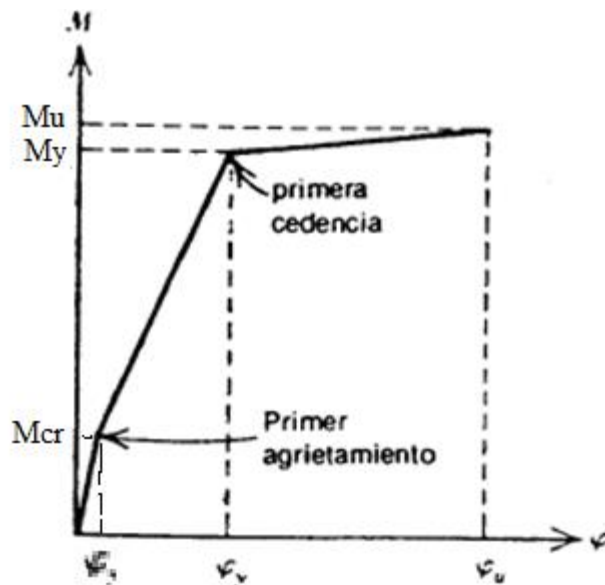
$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (2.5.3.16)$$

Mostrando que la curvatura φ es el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento.

Como se aprecia en la Gráfica 10, se representa la curva idealizada de la relación momento-curvatura en una viga en el que cede el acero a tensión, la cual consiste en una relación trilineal.

Gráfico 10

Curva idealizada momento-curvatura trilineal para una sección simplemente reforzada que falla a tensión.



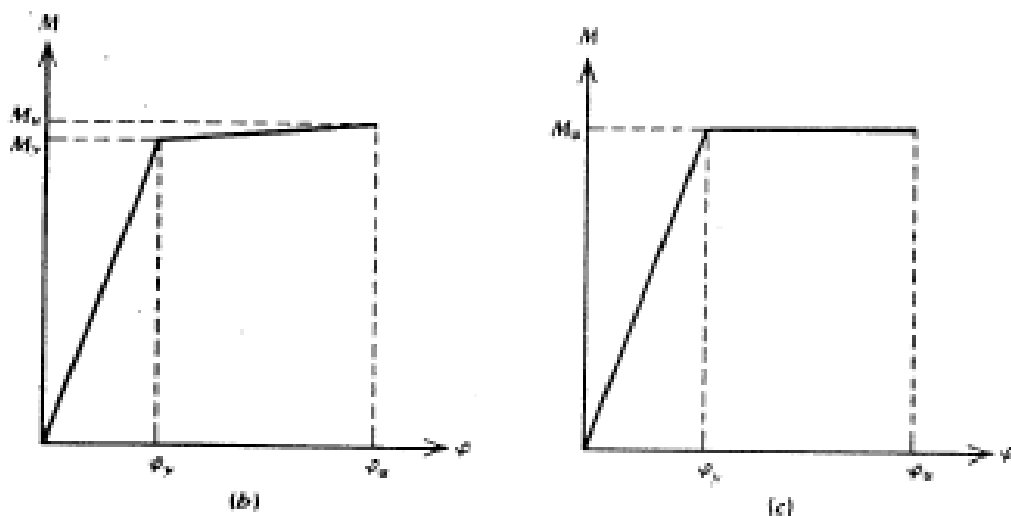
Nota: T Paulay et al. (1978)

En el gráfico 11 se muestra una curva bajo cargas de servicio, la relación $M - \varphi$ muestra elasticidad casi lineal desde la carga cero hasta el inicio o arranque de la primera cedencia evitándola alcanzar. El elemento no ha experimentado daño

estructural significativo, solo agrietamiento a tensión con mínima pérdida de rigidez. El rango elástico agrietado, es la zona posterior al rango elástico no-agrietado, que se obtiene luego de aplicar las cargas de servicio; $M_{cr} < M < M_y$ (donde M_{cr} es el momento de agrietamiento). El rango inelástico, se inicia con la cedencia del acero a tensión $M = M_y$ y continua hasta llegar al límite de la deformación útil en el concreto, correspondiente a la resistencia ultima M_u . (T Paulay et al., 1978)

Gráfico 11

Curva idealizada momento-curvatura bilineal para una sección simplemente reforzada que falla a tensión.



Nota: T Paulay et al. (1978)

En algunos casos se idealiza la curva $M - \phi$ solamente por relaciones bilineales como se muestra en el Gráfico 11. Las curvas bilineales son buenas aproximaciones para vigas inicialmente agrietadas por cargas de servicio y se las consideran en el modelo matemático, donde se usa la inercia agrietada I_{cr} en lugar de la inercia gruesa I_g . (T Paulay et al., 1978)

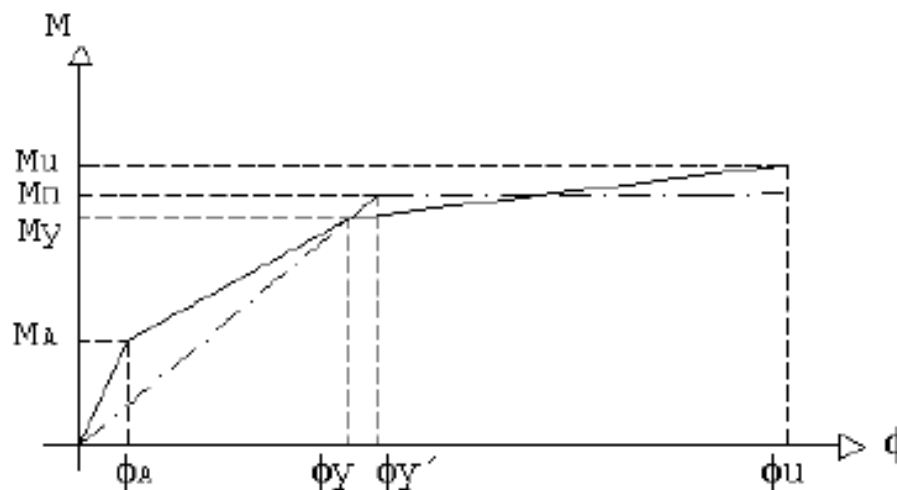
- **Rótulas Plásticas**

Se define como el punto en el que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. (Aguiar, 2003)

La Gráfica 12 muestra dos comportamientos por ductilidad establecidos como trilineal y bilineal respectivamente interceptados por las coordenadas $\phi_y - M_y$, obteniéndose este punto por el criterio de áreas iguales. El área del diagrama momento-curvatura trilineal inicial debe ser igual área del momento bilineal, en función del punto de inicio (0,0) hasta las coordenadas donde se origina la rótula plástica. (Aguiar, 2003)

Gráfico 12

Curva idealizada momento-curvatura bilineal para una sección simplemente reforzada que falla a tensión.



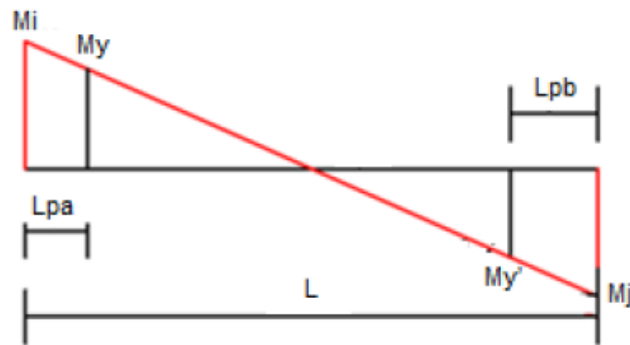
Nota: Tomado de Análisis sísmico por desempeño, (Aguiar, 2003)

Para determinar la longitud de la rótula plástica (L_p), se debe determinar los momentos máximos M_i, M_j y el momento de fluencia M_y en una viga de cualquier longitud L , suponiendo un diagrama de momento lineal, por semejanza de triángulos

se encuentra la ecuación para poder determinar la longitud de la rótula plástica, como se muestra en el Gráfico 13. (Orellana Román & Parra Mora, 2017)

Gráfico 13

Determinación de la longitud de la rótula plástica, mediante el diagrama de momentos en vigas.



Nota: Evaluación por Desempeño sísmico, fig. 5 - Orellana Román and Parra Mora (2017)

Las siguientes ecuaciones, ejemplifica el cálculo de L_p , descrito anteriormente.

$$L_{pa} = \left| \frac{|M_i| - |M_j|}{M_i + M_j} \right| * L \quad (2.5.3.17)$$

$$L_{pb} = \left| \frac{|M_i| - |M_{y'}|}{M_i + M_j} \right| * L \quad (2.5.3.18)$$

Thomas Paulay and Priestley (1992), propusieron una ecuación, tanto para columnas, como para vigas de hormigón reforzado, además mencionan que l_p es aproximadamente $0,5h$ para columnas típicas y se expresa como:

$$l_p = 0,08 * l + 0,022 * d_b * f_{yd} \quad (MPa) \quad (2.5.3.19)$$

Donde:

l = luz libre del elemento

d_b = diametro menor de la barra longitudinal a flexión en la zona plastificada

f_{yd} = limite elástico del acero de fluencia

Berry, Lehman, and Lowes (2008), establecieron una modificación a la ecuación presentada por Thomas Paulay and Priestley (1992), en el que afirman la precisión de la ubicación de la longitud de l_p . Se pudo lograr una mayor precisión en la predicción del desplazamiento en el pandeo de las barras; sin embargo, la exactitud con la que predice el historial de desplazamiento de carga y el inicio de desprendimiento del hormigón del acero es similar para las expresiones de longitud de rótula plástica ya existentes.

$$l_p = 0,05 * l + 0,1 \left(\frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \right) \quad (MPa) \quad (2.5.3.20)$$

Estos modelos de curvatura por ductilidad han establecido comportamientos típicos elásticos e inelásticos de los elementos estructurales independientemente del tipo de resistencia de cada material, basados en ensayos experimentales, las cuales FEMA-356 (2000) adopta y resume en el Capítulo 6, condiciones de diseño de elementos estructurales controlados por flexión, corte, y por uniones columna-viga con relación a las regiones de rótulas plásticas como se muestra en las tablas 6 y 7.

Tabla 6

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en vigas de hormigón Armado.

Condiciones		Parámetros de Modelado ³				Criterios de aceptación ³				
		Ángulo de rotación plástico, radianes		Razón de Resistencia Residual	Ángulo de rotación plástico, radianes					
		a	b		Nivel de desempeño					
				Tipo de Componente						
				Primario		Secundario				
		c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Vigas controladas por flexión¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Vigas controladas por cortante¹										
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02
Espaciamiento de estribos > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iii. Vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme a lo largo del tramo¹										
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.01	0.02

Espaciamiento de estribos > d/2	0.003	0.01	0.0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
---------------------------------	-------	------	-----	--------	-------	-------	-------	------

iv. Vigas controladas por empotramiento inadecuado en la unión viga-columna¹

	0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
--	-------	------	-----	------	------	-------	------	------

1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurren para un componente dado, utilizar el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
2. "C" y "NC" son abreviaciones para un conforme y no conforme refuerzo transversal. Un componente es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica de flexión, los flejes están espaciados a $\leq d/3$, y si, para los componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia provista por los aros (V_s) es al menos tres cuartos del diseño a cortante. De lo contrario el componente se considera no conforme.
3. Se permitirá la interpolación lineal entre los valores enumerados en la tabla.

Nota: Adaptado de FEMA 356, Cap.6, Tabla: 6-7

Tabla 7

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en columnas de hormigón Armado.

Condiciones	Parámetros de Modelado ⁴			Criterios de aceptación ⁴						
	Ángulo de rotación plástico, radianes	Razón de Resistencia Residual		Ángulo de rotación plástico, radianes						
				Nivel de desempeño						
	a	b	c	IO	Tipo de Componente					
					Primario		Secundario			
				LS	CP	LS	CP			
i. Columnas controladas por flexión¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo Transversal 2	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025

≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

ii. Columnas controladas por cortante^{1,3}

Todos los casos ⁵	-	-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
------------------------------	---	---	---	---	---	---	---	-------	-------

iii. Columnas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre^{1,3}

Espaciamiento de flejes $\leq d/2$	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Espaciamiento de flejes $> d/2$	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01

iv. Columnas con cargas axiales superiores a $0.70P_0$ ^{1,3}

Flejes conformados en toda la longitud	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
Todos los otros casos	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurren para un componente dado, utilizar el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
2. "C" y "NC" son abreviaciones para un conforme y no conforme refuerzo transversal. Un componente es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica de flexión, los aros están espaciados a $\leq d/3$, y si, para los componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia provista por los aros (V_s) es al menos tres cuartos del diseño a cortante. De lo contrario el componente se considera no conforme.
4. Se permitirá la interpolación lineal entre los valores enumerados en la tabla.
5. Para columnas controladas por cortante, ver Sección 6.5.2.4.2 para conocer los criterios de aceptación.

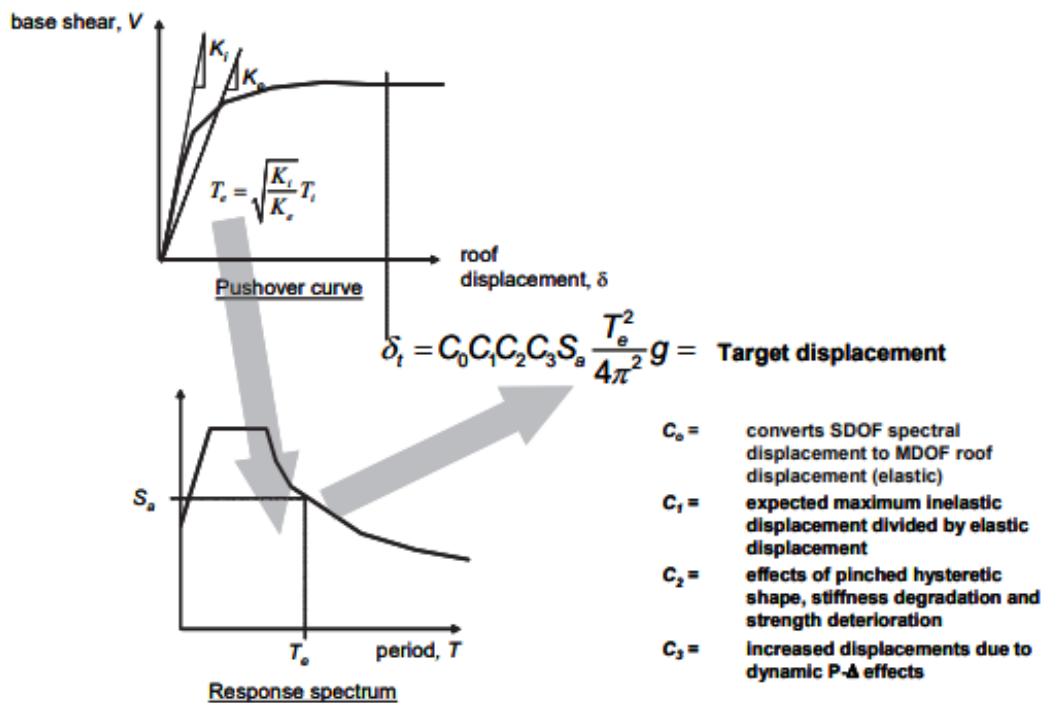
Nota: Adaptado de FEMA 356, Cap.6, Tabla: 6-8.

2.6.4. Método de Coeficientes de desplazamiento modificados-FEMA 440.

FEMA 440 (2008), modifica el método de coeficientes de desplazamientos presentado por la versión FEMA 356, su enfoque modifica la respuesta elástica lineal del sistema equivalente (SDOF-Sistema de un grado de libertad) multiplicándolo por una serie de coeficientes C_0 hasta C_3 para generar una estimación del desplazamiento global máximo (elástico e inelástico), que se denomina “el desplazamiento objetivo”

Gráfico 14

Método de coeficientes de desplazamiento modificados-FEMA 440



Nota: FEMA 440, fig. 2-12.

El Gráfico 14 muestra un procedimiento gráfico con el que se estima el desplazamiento objetivo mediante la aplicación de un espectro de respuesta dado y un periodo efectivo T_e . En la parte superior de la gráfica, se muestra la Curva de Capacidad que relaciona el cortante basal con el desplazamiento de techo y en la parte

inferior de la Gráfica, se muestra un periodo efecto T_e (este representa la rigidez lineal del sistema equivalente-SDOF), que se genera a partir del periodo inicial T_i , por un procedimiento grafico que involucra cierta pérdida de rigidez en la transición de comportamiento elástico a inelástico.

Cuando se traza en un espectro de respuesta elástica que representa el movimiento sísmico del suelo como aceleración máxima S_a vs T , el periodo efectivo identifica una aceleración máxima de respuesta para el oscilador. La amortiguación asumida, a menudo 5%, representa un nivel que podría esperarse para una estructura típica que responde en el rango elástico. (FEMA 440, 2005)

La ecuación que relaciona el desplazamiento espectral elástico pico directamente con la aceleración espectral, es:

$$S_d = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.5.4.1)$$

Los coeficientes que se muestran en la figura 13, son:

$C_0 =$ *factor de participación del primer modo o factor de forma*

$C_1 =$ *factor de relacion de desplazamiento esperado para un oscilador inelastico bilineal.*

$C_2 =$ *factor de efecto de estrangulamiento de las relaciones carga – deformacion debido a la degradacion en rigidez y resistencia*

$C_3 =$ *factor de geometria de segundo orden para efectos de no linealidad (P – Δ)*

Los coeficientes son empíricos y derivados principalmente de estudios estadísticos de los análisis no lineales historia-respuesta de SDOF osciladores y ajustados usando juicio de ingeniería. (FEMA 440, 2005)

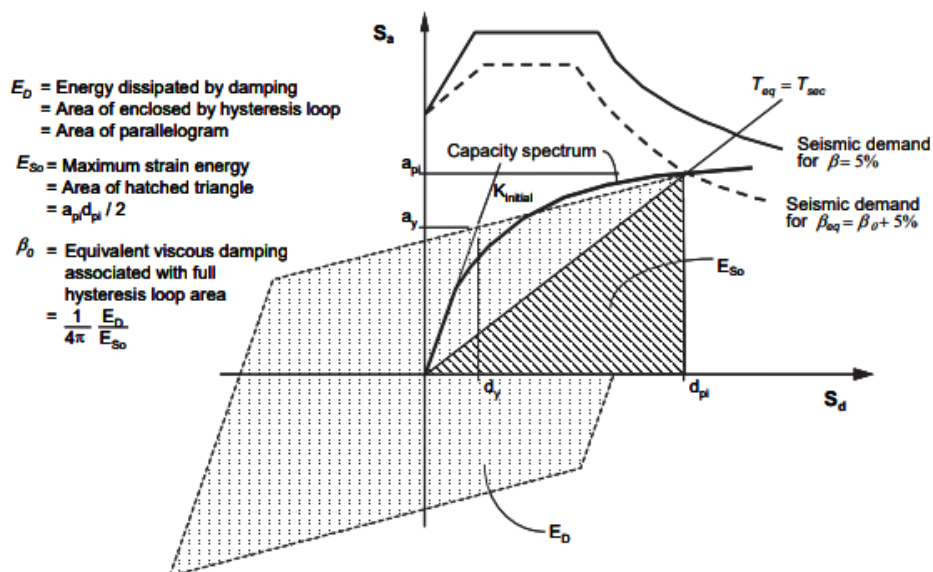
2.6.5. Método de capacidad-espectro de linealización equivalente de ATC-40.

La suposición básica en las técnicas de linealización equivalentes está en que las deformaciones inelásticas máximas de un sistema SDOF no lineal pueden aproximarse a un sistema SDOF lineal elástico que tiene un periodo y una relación de amortiguamiento que son mayores a los valores iniciales de los del sistema no lineal.

En el método de Capacidad- Espectro de ATC-40, el proceso inicia con la relación de fuerza-deformación para la estructura. Este proceso es virtualmente idéntico al Método de Coeficiente de FEMA 356, excepto que los resultados se grafican en un espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS). Ver Gráfico 15.

Gráfico 15

Representación gráfica del Método Capacidad-Espectro de linealización equivalente como se presenta en ATC-40



Nota: tomado de FEMA 440, fig. 2-13

Este formato es una simple conversión de la relación cortante basal vs desplazamiento de techo usando las propiedades dinámicas del sistema, y el resultado es denominado como Curva de Capacidad para la estructura.

El movimiento sísmico del suelo también se convierte a formato ADRS, esto permite trazar la curva de capacidad en los mismos ejes que la demanda sísmica. En este formato, el periodo puede ser representado como líneas radiales que se producen desde el origen. Se supone que el periodo T_{eq} , es el periodo secante en el que la demanda de movimiento sísmico del suelo, reducido para el amortiguamiento equivalente, interseca con la curva de capacidad. Ya que el periodo equivalente y el amortiguamiento son iguales en función de los desplazamientos, la solución para determinar el máximo desplazamiento inelástico es iterativo. (FEMA 440, 2005)

CAPÍTULO 3

MODELACIÓN ESTRUCTURAL

3.1. Descripción de la estructura Colapsada en Guayaquil por el Sismo de Pedernales (16-04-16).

Gráfico 16

Edificio esquinero en la ciudad de Guayaquil, entre las calles Ayacucho y García Moreno.



Nota: Tomado de Google Maps

El Gráfico 16 muestra la arquitectura de la edificación de 4 pisos que se estima fue construida entre agosto del 2012 y marzo del 2013, con configuración estructural de tipo irregular en planta y elevación; tiene discontinuidades en los ejes verticales, con desplazamientos del plano de acción de los elementos no estructurales verticales (mampostería).

En los pisos 3 y 4 hay volados excesivos que le otorgan un área de construcción mayor a esos pisos respecto de los pisos 1 y 2, los que no poseen volados. Además, el piso 1 posee una altura de 3.3 m, el piso 2 una altura de 2,7 m con columnas cortas y en los

pisos restantes una altura de entrepisos de 3 m, con un total de 9 columnas principales para todos sus entrepisos, definiendo una estructura poco redundante.

En el Anexo A, se presentan imágenes de este edificio cuya arquitectura se usa en este estudio, además de los detalles estructurales “presuntos” para este tipo de estructura colapsada durante el sismo del 16 de abril de 2016. A continuación, en los Gráficos 17 y 18, se describen las áreas de construcción en planta con 154 m² para los pisos 3 y 4 y con 70 m² para el primer y segundo piso, respectivamente.

Gráfico 17

Área de construcción de los pisos 1 y 2

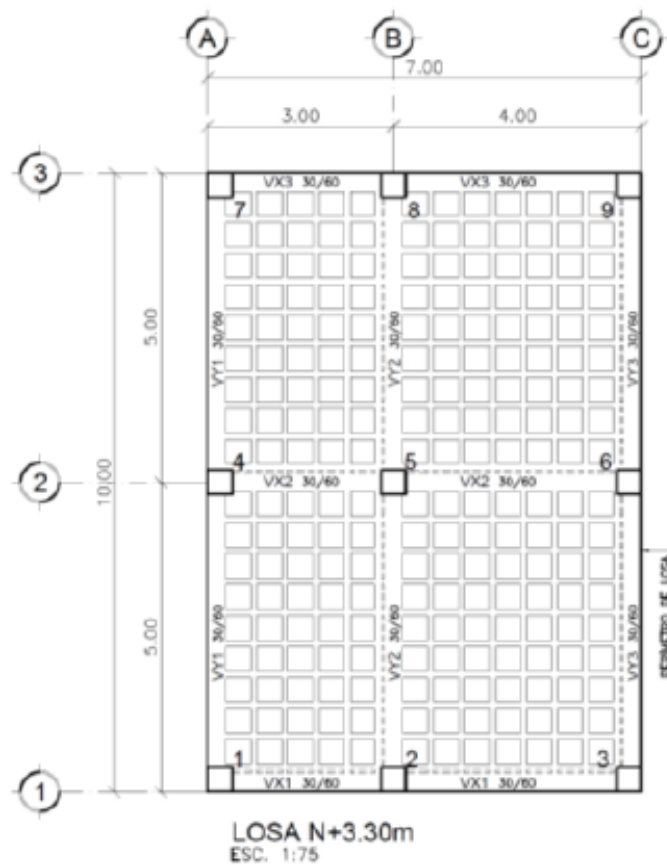
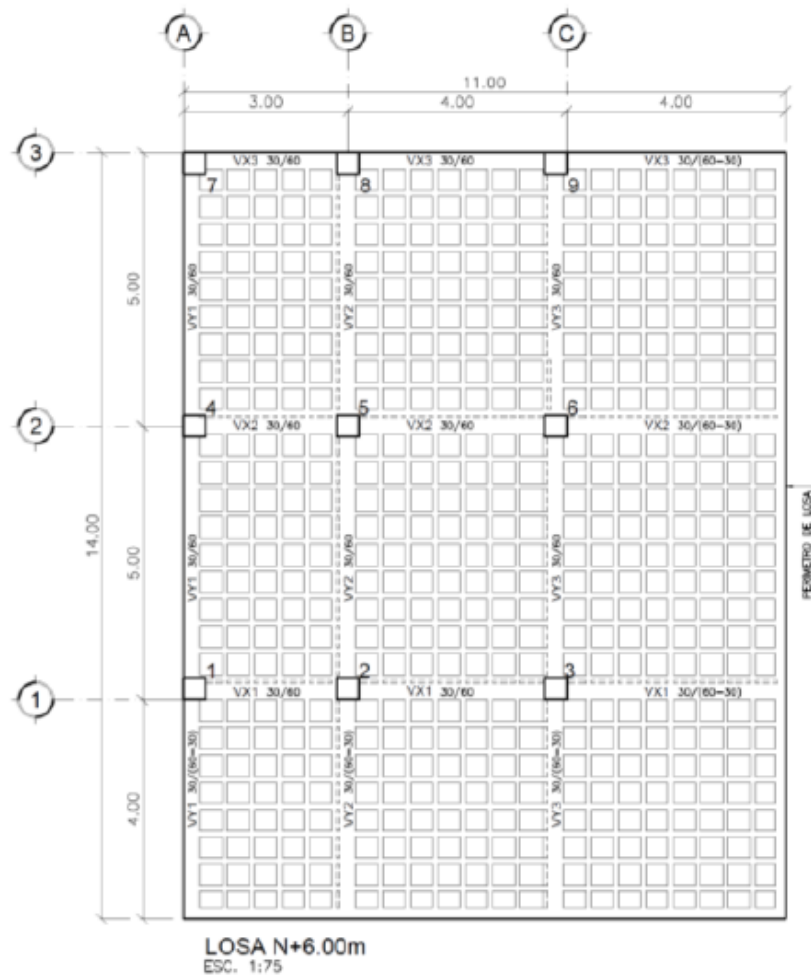


Gráfico 18

Área de construcción de los pisos 3 y 4



La Tabla 8 presenta la descripción de la configuración geométrica de la estructura.

Tabla 8

Luces entre las direcciones X e Y de la estructura

PISOS	DIRECCIÓN Y Norte-Sur	DIRECCIÓN X Este-Oeste
1 y 2	2 luces de 5 m	1 luz de 3 m y 1 luz de 4
3 y 4	2 luces de 5 m + Volado de 4m	1 luz de 3 m y 1 luz de 4 + Volado de 4 m
Total, en dirección	Longitud = 14 m	Longitud = 11 m

En la Tabla 9 se presentan las dimensiones de las columnas y vigas en cada nivel.

Tabla 9

Dimensiones de elementos estructurales asumidos por piso

ESTRUCTURA	Columnas	Vigas	Vigas en Cantiléver	Losa Nervada
	Dimensiones (cm)	Dimensiones (cm)	Dimensiones (cm)	2 direcciones
Nivel 1	40x40	30x60		25 cm de espesor, cajonetas fijas y cielo
Nivel 2	40x40	30x60	30(60-30)	
Nivel 3	35x35	30x60	30(60-30)	
Nivel 4	35x35	25x40	25(50-30)	

Cabe mencionar que la geometría descrita en las Tablas 8 y 9 es aproximada respecto de la realidad, puesto que su relevamiento geométrico se realizó a partir de fotografías tomadas de Google Earth. Las dimensiones de columnas y vigas de la estructura, no se pueden constatar con precisión, dado que la estructura colapso en el Sismo ocurrido el 16 de abril del 2016. De la misma manera se estima la carga viva y muerta que es en función del uso ocupacional para cada piso, para viviendas (P3-P4) y comercio (P1-P2).

3.1.1. Consideraciones de Carga

Para las consideraciones de carga se estableció el uso ocupacional que tenía la edificación, como se muestra a continuación en la Tabla 10:

Tabla 10

Uso ocupacional de la estructura

ESTRUCTURA	Uso ocupacional
Nivel 1	Comercio en
Nivel 2	restaurante
Nivel 3	Residencial
Nivel 4	Residencial y cubierta accesible

- **Carga Viva**

Las sobrecargas de Uso y Ocupación, se formulan según NEC-15 Cargas y Materiales norma actualmente vigente.

- **Carga muerta**

Las cargas permanentes están compuestas por los pesos de todos los elementos estructurales que conforman la estructura. Para el caso de estudio se consideró una carga muerta total que actúa sobre cada uno de los pisos y en la cubierta.

Una vez obtenidas las cargas muertas y viva, se procede a clasificarlas por piso como se muestra en la Tabla 11.

Tabla 11

Cargas actuantes en la edificación

ESTRUCTURA	Carga Muerta Ton/m ²	Carga Viva Ton/m ²
Nivel 1	0,9	0,2
Nivel 2	0,9	0,2
Nivel 3	0,9	0,2
Nivel 4	0,9	0,07

*Nota:*Nec-2011 Cargas y Materiales

El criterio de distribución de cargas muertas y vivas es en 2 direcciones mediante áreas tributarias de tipo trapezoidal y triangular. El Anexo A muestra ejemplos de las cargas sobrepuestas asignadas a los modelos estructurales de los tres casos analizados.

3.1.2. Casos considerados para el Modelamiento matemático

Este estudio considera 3 casos con sus respectivos modelos matemáticos. Para la evaluación de desempeño estructural se usarán los Casos 1 y 3 y para la evaluación de costos de construcción que demanda una estructura de tipo regular vs una de tipo irregular se usarán los Casos 2 y 3.

Los casos serán analizados mediante el software SAP2000 en el que se deben establecer datos de diseño básicos para la modelación de la estructura, cuales son:

- Resistencia del material, $f'_c=240 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del material, $E = 4,7\sqrt{f'_c}$ (Mpa)
- Definición de secciones de los elementos estructurales que conforman el sistema de pórticos resistentes a momentos
- Inercia de secciones agrietadas, según la sección 6.1.6 de NEC-SE-DS 2015
- Definición de la carga reactiva con respecto a sus masas (D y L).
- Definición de los casos de carga para los análisis.

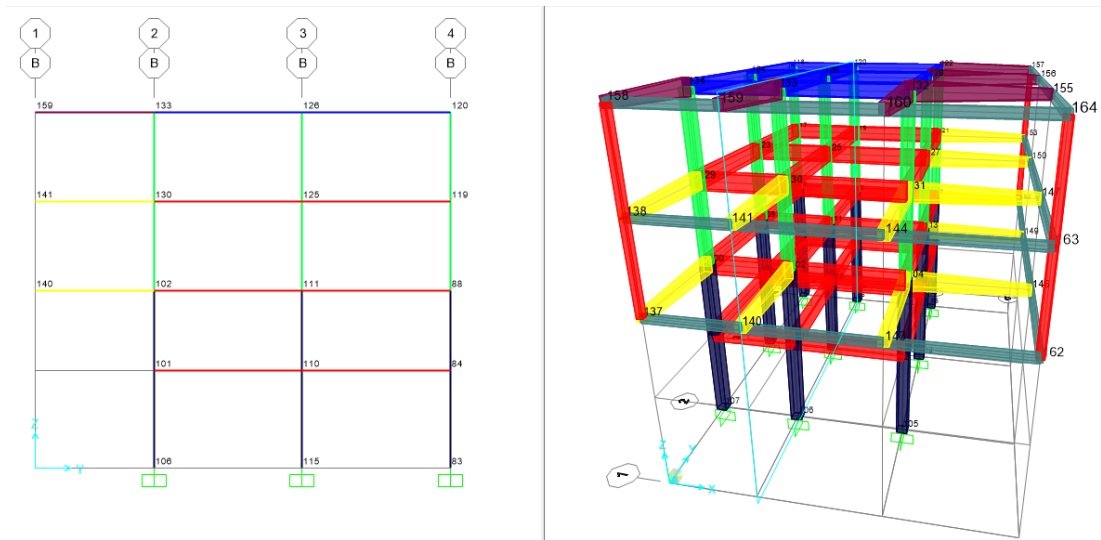
3.1.2.1. Caso 1: Estructura Irregular sin Diseño Sísmico

El modelo estructural de tipo Irregular presenta la arquitectura mostrada en la sección 3.1 con 9 columnas principales en sus entrepisos, con irregularidad en elevación por una mala distribución de masas de los pisos adyacentes e irregularidad en planta por presencia de vigas en cantiléver de gran longitud desde el piso 2 hasta el piso 4. Además de “pilaretos” en las esquinas de los volados.

Esta estructura se modela en el software sin ningún cambio en su sistema estructural, respecto a la geometría asumida en el Anexo F para el edificio en Guayaquil, como se muestra en el Gráfico 19.

Gráfico 19

Modelo Irregular-edificio con la geometría del edificio colapsado en Guayaquil.



3.1.2.2. Caso 2: Estructura Irregular con Diseño Sísmico

A este modelo irregular se le hacen chequeos de comportamiento global sísmico tales como:

- Control de torsión en planta
- Control de estabilidad
- Penalización de Irregularidades en planta y elevación
- Control de Derivas admisibles
- Ajustes del Cortante basal dinámico con el cortante basal estático

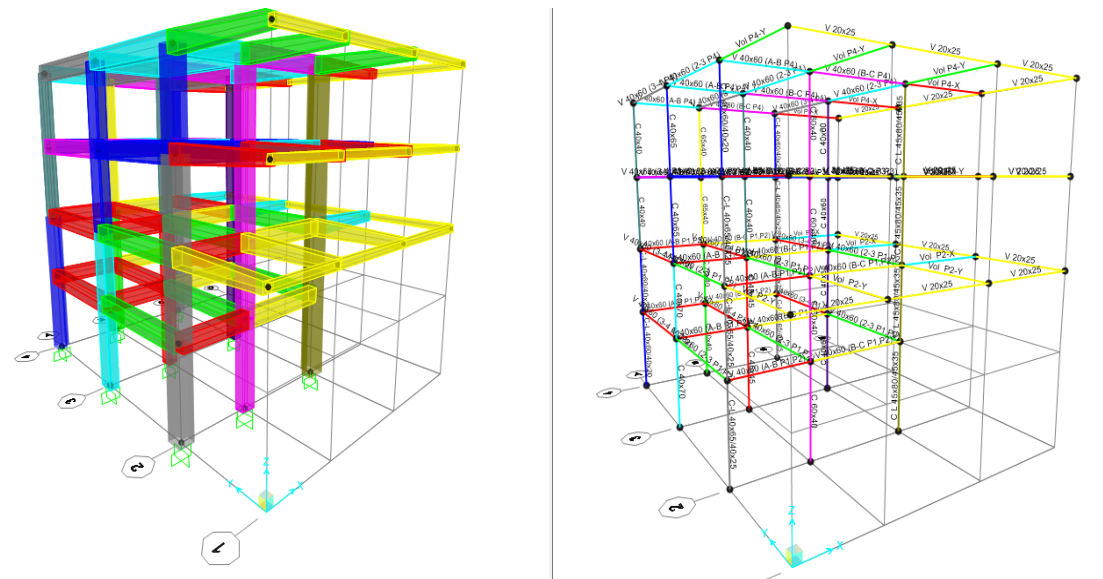
Para satisfacer estos controles de desempeño sísmico, se proveyó a la estructura elementos estructurales más resistentes, capaces de presentar un buen desempeño

sísmico global, dichos cambios realizados en sus elementos estructurales se muestran en el gráfico 20, en el que se cumple con:

- Proporcionalidad en sus elementos estructurales
- Regularidad de la distribución de masas, rigidez y resistencia en planta y elevación.
- Rigidez lateral en su sistema estructural
- Resistencia a comportamientos plásticos como lo establece ACI 318-19 (cap. 18) para pórticos de tipo SMRF.
- Ductilidad y tenacidad ante comportamientos inelásticos.

Gráfico 20

Modelo Irregular-edificio de Guayaquil con cambios en sus elementos.



3.1.2.3. Caso 3: Estructura Regular con Diseño Sísmico.

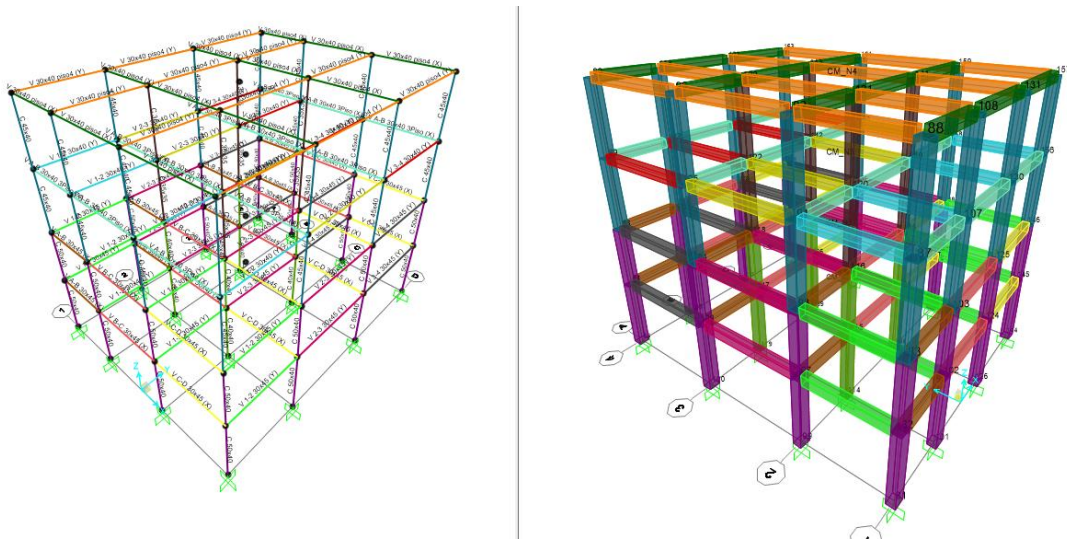
Esta estructura parte de una modelación con geometría modificada para el sitio de la estructura irregular descrita en la sección 3.1.2.2, considerando lo siguiente; “Estructura redundante con 16 columnas en cada entrepiso (se añaden columnas en P1

y P2 desde la cimentación hasta el último piso del edificio, cancelando los volados de la estructura del Caso 1 de la Gráfica 19)”.

El Gráfico 21 muestra el modelo Matemático del Caso 3, además de diseñarse para cumplir con la normativa sísmica NEC-15 al igual que la estructura del Caso 2.

Gráfico 21

Modelo Regular-edificio en cualquier sitio genérico.



3.2. Características del sitio de emplazamiento de la estructura

El sitio de emplazamiento de los Casos estructurales, se analizará para el tipo de suelo predominante en Santa Elena, clasificado como tipo C, adoptando los parámetros de la amenaza sísmica del sitio según los procedimientos y requisitos descritos en la sección 3.2 de NEC-SE-DS 2015, además de establecer el tipo de uso, finalidad e importancia de los casos estructurales.

3.2.1. Perfil de sitio

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base al perfil de suelo, clasificado como suelo denso que cumple con $N \geq 50$

(resistencia a la penetración o corte) y con $760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$ (criterio de velocidad de la onda de cortante).

3.3. Sismo de diseño

Sismo con una posibilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años, basado a un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura. (NEC-SE-DS, 2015)

Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden representarse mediante un espectro de respuesta de oscilación de una estructura, parámetros de diseño que son proporcionados por NEC-SE-DS 2015. Estas especificaciones, deben ser considerados como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura independientemente de su importancia, con la única finalidad de resistir eventos de origen sísmico.

3.3.1. Espectro Sísmico de Diseño

Para el diseño sísmico de las estructuras consideradas en este estudio, se aplicará el Método de Análisis Dinámico Modal Espectral en el que se debe usar un Espectro Inelástico, que se obtiene a partir del Espectro Elástico de Diseño para cargas horizontales y expresa las aceleraciones máximas de la respuesta estructural como función del periodo T de la estructura.

En este método a cada uno de los modos de vibración de la estructura le corresponde una aceleración espectral de respuesta máxima S_a . Dicho espectro de diseño de aceleración corresponde a una fracción de amortiguamiento crítico de 0.05.

Los parámetros usados en la definición del Espectro Elástico de Diseño se listan en la Tabla 12 y en las ecuaciones siguientes:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para periodos entre } 0 \leq T \leq T_c \quad (3.3.1.1)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T} \right) \quad \text{para periodos } T > T_c \quad (3.3.1.2)$$

$$S_a = Z * F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para modos de vibración distinto al fundamental} \quad (3.3.1.3)$$

Tabla 12

Factores y coeficientes espectrales

Descripción	Valor	Referencia (NEC-SE-DS 2015)
F_a	1,18	Tabla 3
F_d	1,06	Tabla 4
F_s	1,23	Tabla 5
η	1,80	Caso-región Costa pág. 34
r	1	Segundo glosario de la fig. 3 pág. 34
z	0,5	Tabla 1
T_0	0,110	Cuarto glosario de la fig. 3 pág. 34
T_c	0,608	tercer glosario de la fig. 3 pág. 35

*Nota:*NEC-SE-DS 2015

3.3.2. Cálculo de la Aceleración espectral Inelástica

Para el cálculo del Espectro de Diseño Inelástico, se debe considerar la relación entre la aceleración espectral elástica pico y el factor de Importancia dividida para sus factores espectrales, cuales son:

- Factor de Reducción de Resistencia, R

Estos factores de Resistencia dependen del sistema estructural dúctil que posee una estructura, el cual para los diferentes modelos estructurales se justifica como sigue:

Casos 1 y 3.- Se adopta $R=8$ asumiendo un sistema de “*pórticos especiales sismos resistentes a momentos de Hormigón Armado*”, capaz de desarrollar un mecanismo de falla con alta ductilidad; donde dicha ductilidad es demandada a la deriva inelástica admisible del 2%.

Caso 2.- Se adopta $R=5$, para un sistema de “*pórticos especiales sismos resistentes a momentos de Hormigón Armado*”, proyectado para obtener un mejor desempeño en base al control de daños por ocurrencia de derivas inelásticas mucho menores al 2%.

- Factores de configuración estructural, ϕ_p y ϕ_E

Estos factores dependen de las irregularidades estructurales y arquitectónicas que posee una estructura, clasificándose como ϕ_E =irregularidad en elevación y ϕ_p =irregularidad en planta, justificándose los valores adoptados en cada caso, así:

Caso 1: con $\phi_E = 0.9$ porque la masa de los pisos adyacentes es 1.5 veces más grande que los pisos anteriores y con $\phi_p = 0.9$ por presentar irregularidad torsional.

Caso 2: con $\phi_E = 0.9$ por presentar masas excesivas en los pisos superiores y con $\phi_p = 1$ por no presentar irregularidad torsional, ya que la torsión excesiva se eliminó con la reducción de excentricidades a partir del diseño resistente.

Caso 3: con $\phi_E = 1$ y $\phi_p = 1$ por ausencia de irregularidades. El sistema estructural tiene una distribución uniforme y proporcional de masas y rigideces. Además de regular, con 16 columnas es un sistema redundante que se diseña con economía para la mínima fuerza lateral posible para sus Pórticos Especiales Resistentes a Momentos.

Todos los factores establecidos anteriormente se resumen en la tabla 13, para cada modelo estructurales ya definidos anteriormente.

En el que:

$$S_{ai}(\text{espectro Inelastico}) = \frac{S_a I}{\phi_P \phi_E R}$$

Dicha ecuación puede variar según la configuración estructural que posea una edificación, para el caso de estructuras regulares, se reduce a:

$$S_{ai}(\text{espectro Inelastico}) = \frac{S_a I}{R}$$

Pero para el caso de estructuras irregulares, la ecuación se mantiene, estableciéndose sus factores como se presenta en la tabla 13.

Tabla 13

Factores y coeficientes estructurales para la edificación del Espectro Inelástico de los casos Estructurales

Factores y Coeficientes	Caso 1	Caso 2	Caso 3
I	1	1	1
R	8	5	8
ϕ_P	0.9	0.9	1
ϕ_E	0.9	1	1

Nota: NEC-SE-DS 2015

3.3.3. Espectros picos elástico e inelástico obtenidos

$$S_a = 1,062 \text{ g (meseta del Espectro Elastico)}$$

$$S_{ai} = 0,236 \text{ g} \quad \text{Caso 1}$$

$$S_{ai} = 0,164 \text{ g} \quad \text{Caso 2}$$

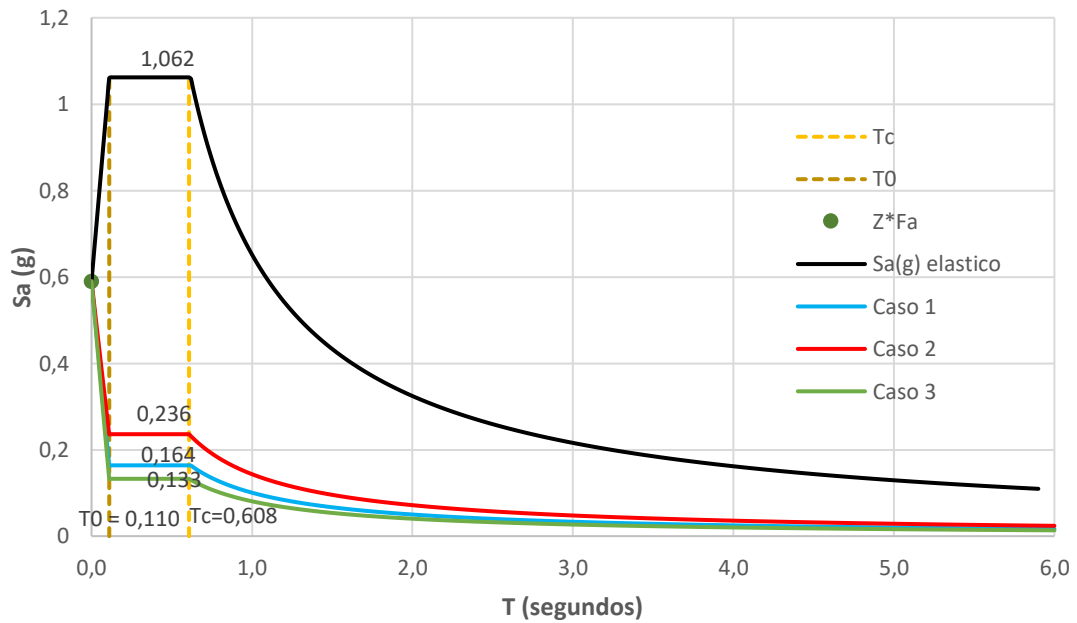
$$S_{ai} = 0,133 \text{ g} \quad \text{Caso 3}$$

3.3.4. Espectro de Respuesta Inelástico.

El Espectro de Diseño Elástico se reduce con los siguientes valores del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica: $R=8$ (para las estructuras de los Casos 1 y 3) y $R=5$ (para la estructura del Caso 2). Con dicha reducción se define el Espectro Inelástico que se presenta en el Gráfico 22.

Gráfico 22

Espectro de Respuesta elástica e Inelástica para tipo de Suelo C en Santa Elena



3.3.5. Análisis Modal espectral

El análisis modal espectral se usará para fines de diseño, ya que para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras en su rango inelástico donde se tiene el desarrollo de ductilidad y sobre-resistencia es necesario conocer el detallamiento de

los aceros provistos en vigas y columnas, presentando en la sección 3.3.5.1 y 3.3.5.2 modificaciones en el periodo y cortante basal para los Casos 2 y 3.

El procedimiento modal espectral para la modelación Sap2000, además de los modos de vibración obtenidos del análisis modal dinámico se presentan en el Anexo B.

3.3.5.1. Periodo fundamental de vibración

La estructura debe contemplar un límite para el primer periodo de vibración T , como lo establece ASCE 7-16 en su sección 12.9.1.4 obtenido como:

$$T < C_u T_a \quad (3.3.5.1.1)$$

En la tabla 15 se muestran los periodos fundamentales de vibración que presentan ambas estructuras en sus tres direcciones para el control límite de vibración.

Estos resultados muestran que la estructura del Caso 1, posee un periodo fundamental de vibración muy flexible, por lo que se procedió a modificar las dimensiones tanto de vigas y columnas para el Caso 2 para que pueda cumplir con el criterio del periodo de vibración límite y mejorar su desempeño sísmico.

Las dimensiones de los nuevos diseños (Caso 2 y 3), se presentarán en los Gráficos 23 y 24, con secciones transversales que presentan un control de rigidez global en su desempeño sísmico, permitiendo a la estructura obtener menos daños en sus controles globales satisfaciendo controles de la norma NEC-15 en derivas, efectos P- Δ y torsión excesiva, que serán tomados en cuenta para el diseño de pórticos especiales resistentes a Momentos (SMRF) de mecanismos plásticos como lo establece el Código ACI 318-19 en el capítulo 18.

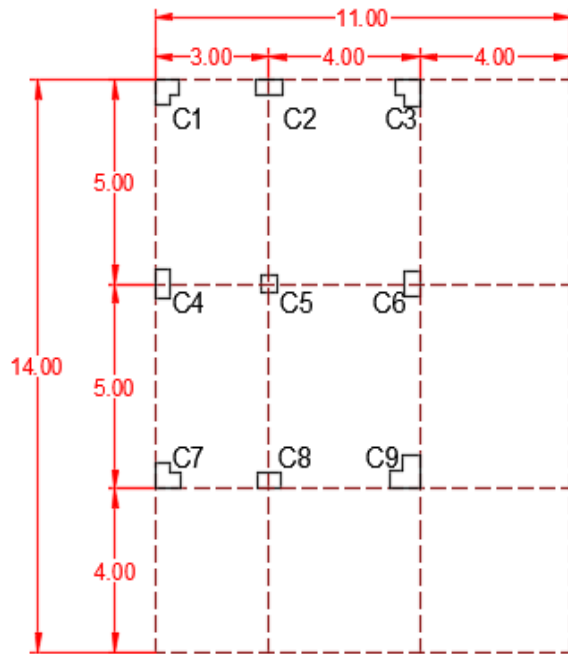
Tabla 14

Periodos de vibración correspondiente a su primer modo en cada dirección

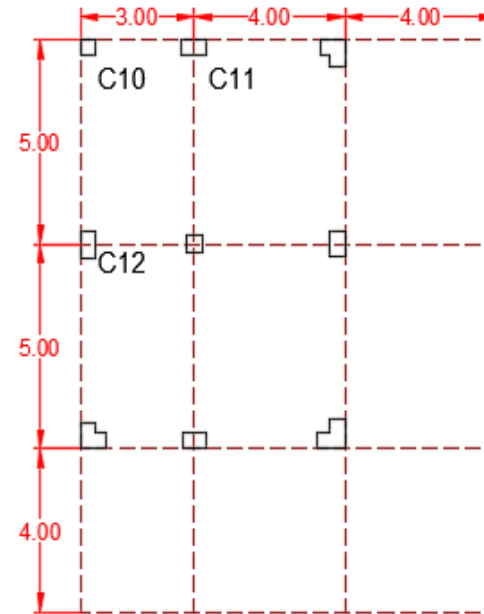
Casos Estructurales	Periodos, T (seg)		$Cu*Ta$	Verificación
	X	Y		
1	0.85	1.08	0.72	No Cumple
2	0.59	0.62	0.72	Cumple
3	0.58	0.66	0.72	Cumple

Gráfico 23

Detallamiento geométrico de elementos estructurales del Caso 2



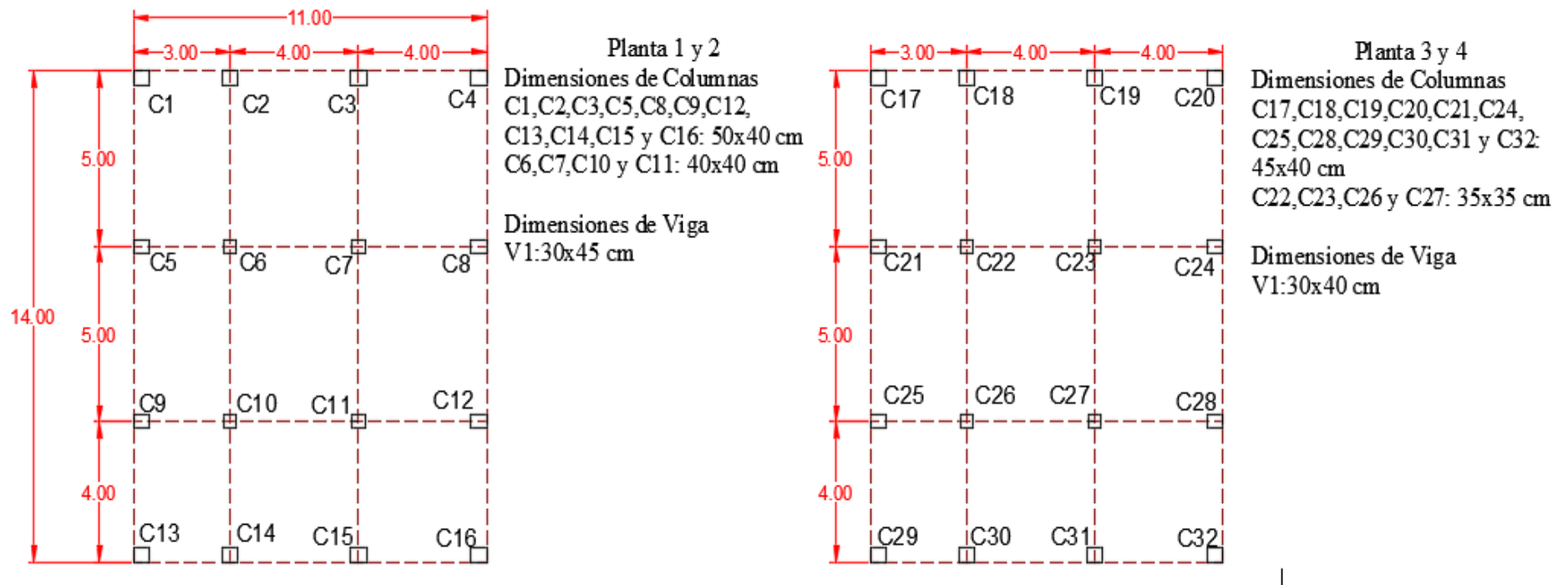
Planta 1 y 2
Dimensiones de Columnas
C1: 40x60/40x20 cm
C2: 70x40 cm
C3: 40x65/40x25 cm
C4: 40x70 cm
C5: 40x40 cm
C6: 40x60 cm
C7: 40x65/40x25 cm
C8: 60x40 cm
C9: 80x45/40x35 cm
Dimensiones de Viga
V1: 40x60
V2: 40/(60-35) Viga en Cantilever



Planta 3
Dimensiones de Columnas
C10: 40x40 cm
C11: 65x40 cm
C12: 65x40 cm
Para la demás Columnas use las mismas secciones de la Plata 2
Planta 4
C11*: 60x40 cm
C12*: 40x60 cm
C7*: 40x60/40x20
C3*: 40x60/40x20
Note los cambios *
Mantenga secciones de viga en todos sus entrepisos.

Gráfico 24

Detallamiento geométrico de elementos estructurales del Caso 3



El anexo C, muestra el detallamiento estructural de columnas y vigas de los Caso 2 y 3 que cumplen con el mecanismo plástico de diseño de la sección 18 del ACI 318-19.

3.3.5.2. Cortantes basal Estático y Dinámico

Los valores de los cortantes estáticos y dinámicos son obtenidos a partir de las consideraciones de carga muerta y viva asumidas presentadas en la sección 3.1.1 y del modelamiento estructural de cada caso estructural, se considera la torsión accidental con el desplazamiento del centro de masa de cada piso a una distancia igual a $\pm 0.05L$ en cada dirección de análisis, como lo establece la actual norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015.

La Tabla 15, presentan la totalidad de la carga CM, CL y PP de cada Caso estructural, para el cálculo de la carga reactiva correspondiente, obtenidas del Modelamiento Sap2000.

Tabla 15

Cargas correspondiente al peso de total de cada caso estructural

Caso 1	
Patrón de Carga	Unidad (Ton)
CM	338.29
CL	86.38
PP	134.31
Caso 2	
CM	276.22
CL	86.38
PP	219.42
Caso 3	
CM	267.96
CL	103.18
PP	194.19

Para el cálculo de la carga reactiva W , la carga muerta debe estar consolidada como un solo caso de carga que incluya la carga muerta sobrepuesta más el peso propio de la estructura ($D=PP+CM$), de manera que se obtenga $W = D + 0,25L$, una vez obtenido el resultado de la carga reactiva, se procede al cálculo del cortante de base estático V como lo establece NEC-SE-DS 2015 en su sección 6.3.2, obteniéndose los resultados que se muestran en la tabla 16.

Tabla 16

Cortante basal estático de diseño V (ton) para los 3 Casos estructurales

Descripción	Caso 1	
	Dirección X	Dirección Y
Cs	0.1179	0.0925
V al 100%	58.26	45.71
V al 85%	42.90	38.22
Caso 2		
Cs	0.236	0.2217
V al 100%	118.08	110.377
V al 85%	100.377	94.289
Caso 3		
Cs	0.133	0.123
V al 100%	64.80	59.87
V al 80%	51.84	47.90

El cortante basal dinámico obtenido de análisis modal espectral, deben respetar un cortante dinámico mínimo de diseño, tal que cumpla con:

$$V_{d,min} > 0.8 V_{estático} \quad \text{para estructura regulares} \quad (3.3.5.2.1)$$

$$V_{d,min} > 0.85 V_{estático} \quad \text{para estructura irregulares} \quad (3.3.5.2.2)$$

La tabla 18 muestra cortantes dinámicos que no cumplen con lo establecido en NEC-SE-DS 2015 descrito anteriormente, por tal razón, dichos cortantes se someten a un incremento con un factor de escala que incluye el valor de la gravedad (9.81 m/s^2) para

su modelamiento y control en derivas y torsiones excesivas (los ajustes solo aplican para los Casos 2 y 3).

El procedimiento de cálculo del factor de escala se presenta en la sección 2.5 del presente estudio de investigación, de esta manera cumple con la norma para el control de Cortante mínimo de diseño.

Tabla 17

Control del Cortante mínimo de diseño Ex, Ey (ton) de los Casos 2 y 3.

Tipo de estructura	Descripción	Sin corregir	Cortante basal dinámico			Cumple ecuación 3.3.5.2.1 3.3.5.2.2
			Factor de escala	gravedad corregida	corregido	
Caso 2	Ex	55.78	1.80	17.66	100.38	Cumple
	Ey	62.44	1.51	14.814	94.29	Cumple
Caso 3	Ex	50.94	1.02	9.984	51.84	Cumple
	Ey	48.01	1	9.81	48.01	Cumple

CAPITULO 4

CONTROL GLOBAL DE DESEMPEÑO SISMICO

En esta sección se anexarán los chequeos globales de desempeño sísmico normados en NEC-SE-DS tales como: derivas, control de torsión excesivas y los efectos adicionales debido a un incremento en las fuerzas internas de la estructura, conocidos como son efectos $P - \Delta$. Estos resultados se presentarán en el siguiente orden Caso 1, Caso 2 y Caso 3.

4.1. Caso 1

4.1.1. Chequeo de Derivas

Los efectos de derivas están considerados para excentricidades del 5% negativas y positivas para los estados del Sismo sin consideración de efectos ortogonales en cada dirección traslacional X e Y al desplazamiento horizontal del edificio para chequeos globales de diseño.

Tabla 18

Derivas máximas para el Sismo Ex con e=0.05, Caso 1: Estructura irregular

asumiendo un SMRF de alta ductilidad (R=8)

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	h _{s i}	Δei	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC 15"
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	0,75*R*ΔE (mm/mm)	
Story4	122	34.98	29.94	46.040	10.0973	3000	0.00337	0.020	NO CUMPLE
Story4	132	33.89	29.94	45.218	9.9106	3000	0.00330	0.020	SI CUMPLE
Story3	121	27.39	23.28	35.943	13.3128	3000	0.00444	0.027	NO CUMPLE
Story3	131	26.55	23.28	35.307	13.0349	3000	0.00434	0.026	NO CUMPLE
Story2	87	17.26	14.63	22.630	10.5563	2700	0.00391	0.023	NO CUMPLE
Story2	104	16.79	14.63	22.272	10.4277	2700	0.00386	0.023	NO CUMPLE
Story 1	86	9.32	7.67	12.074	12.0740	3300	0.00366	0.022	NO CUMPLE
Story 1	103	9.03	7.67	11.845	11.8446	3300	0.00359	0.022	NO CUMPLE
base	85	0	0	0					
base	105	0	0	0					
Volado de 4 metros									
Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	h _{s i}	Δei	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC 15"
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	0,75*R*ΔE (mm/mm)	
Story4	157	34.98	40.97	53.871	11.5219	3000	0.00384	0.023	NO CUMPLE
Story4	155	33.89	40.97	53.169	11.3590	3000	0.00379	0.023	NO CUMPLE
Story3	153	27.39	32.30	42.349	15.4877	3000	0.00516	0.031	NO CUMPLE
Story3	147	26.55	32.30	41.810	15.2503	3000	0.00508	0.031	NO CUMPLE
Story2	152	17.26	20.58	26.861	26.8610				
Story2	146	16.79	20.58	26.560	26.5601				

Tabla 19

Derivas máximas para el Sismo Ey con e=0.05, Caso 1 (R=8)

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	h _{s i}	Δei	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC 15"
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	0,75*R*ΔE (mm/mm)	
Story4	134	31.82	25.16	40.566	8.8933	3000	0.00296	0.018	SI CUMPLE
Story4	132	31.82	28.65	42.814	9.2923	3000	0.00310	0.019	SI CUMPLE
Story3	129	24.99	19.46	31.673	11.7207	3000	0.00391	0.023	NO CUMPLE
Story3	131	24.99	22.35	33.522	12.3278	3000	0.00411	0.025	NO CUMPLE
Story2	100	15.82	12.15	19.952	9.3317	2700	0.00346	0.021	NO CUMPLE
Story2	104	15.82	14.10	21.194	9.9156	2700	0.00367	0.022	NO CUMPLE
Story 1	99	8.50	6.37	10.620	10.6204	3300	0.00322	0.019	SI CUMPLE
Story 1	103	8.50	7.42	11.278	11.2782	3300	0.00342	0.021	NO CUMPLE
base	107	0.00	0.00	0.000					
base	105	0.00	0.00	0.000					
Volado de 4 metros									
Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	h _{s i}	Δei	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC 15"
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	0,75*R*ΔE (mm/mm)	
Story4	158	45.66	25.16	52.136	11.1433	3000	0.00371	0.022	NO CUMPLE
Story4	160	45.66	28.65	53.903	11.4661	3000	0.00382	0.023	NO CUMPLE
Story3	138	36.08	19.46	40.993	14.9690	3000	0.00499	0.030	NO CUMPLE
Story3	144	36.08	22.35	42.437	15.4499	3000	0.00515	0.031	NO CUMPLE
Story2	137	23.01	12.15	26.024	26.0236				
Story2	143	23.01	14.10	26.987	26.9873				

4.1.2. Control de Torsión excesiva

El análisis por torsión Excesiva se define mediante las derivas de sus entrepisos (procedimiento NEC-15 para el factor de penalización ϕ_P , sección 5.2) o mediante desplazamientos (procedimiento NEC-15 sección 6.3.7 y ASCE 7-16 para el factor de amplificación A_x del momento torsional). Este análisis contempla los efectos de torsión accidental $e = \pm 0.05$, tomando en cuenta el sentido más crítico en sus derivas, como se presenta en las Tablas 20 y 21.

Las Tablas 22 y 23 muestran el chequeo de torsión excesiva mediante los desplazamientos críticos.

Tabla 20

Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex del Caso 1 (derivadas)

Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h_{si} mm	Δe_i mm/mm	ΔE prom (mm/mm)	$\Delta E/\Delta e_{prom}$ (mm/mm)	<1,2?
Story4	122	34.98	29.94	46.04	10.10	3000	0.00337	0.0033	1.009	NO HAY TORSIÓN
Story4	132	33.89	29.94	45.22	9.91	3000	0.00330			
Story3	121	27.39	23.28	35.94	13.31	3000	0.00444	0.0044	1.011	NO HAY TORSIÓN
Story3	131	26.55	23.28	35.31	13.03	3000	0.00434			
Story2	87	17.26	14.63	22.63	10.56	2700	0.00391	0.0039	1.006	NO HAY TORSIÓN
Story2	104	16.79	14.63	22.27	10.43	2700	0.00386			
Story 1	86	9.32	7.67	12.07	12.07	3300	0.00366	0.0036	1.010	NO HAY TORSIÓN
Story 1	103	9.03	7.67	11.84	11.84	3300	0.00359			
base	85	0.00	0.00	0.0						
base	105	0.00	0.00	0.0						
Volado de 4 metros										
Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h_{si} mm	Δe_i mm/mm	ΔE prom (mm/mm)	$\Delta E/\Delta e_{prom}$ (mm/mm)	<1,2
Story4	157	34.98	40.97	53.87	11.52	3000	0.00384	0.0038	1.007	NO HAY TORSIÓN
Story4	155	33.89	40.97	53.17	11.36	3000	0.00379			
Story3	153	27.39	32.30	42.35	15.49	3000	0.00516	0.0051	1.008	NO HAY TORSIÓN
Story3	147	26.55	32.30	41.81	15.25	3000	0.00508			
Story2	152	17.26	20.58	26.86	26.86					
Story2	146	16.79	20.58	26.56	26.56					

Tabla 21*Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey del Caso 1. (derivadas)*

Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h_{si} mm	Δe_i mm/mm	ΔE_{prom} (mm/mm)	$\Delta E/\Delta e_{prom}$ (mm/mm)	<1,2?
Story4	134	31.82	25.16	40.57	8.89	3000	0.00296	0.0030	1.022	NO HAY TORSIÓN
Story4	132	31.82	28.65	42.81	9.29	3000	0.00310			
Story3	129	24.99	19.46	31.67	11.72	3000	0.00391	0.0040	1.025	NO HAY TORSIÓN
Story3	131	24.99	22.35	33.52	12.33	3000	0.00411			
Story2	100	15.82	12.15	19.95	9.33	2700	0.00346	0.0036	1.030	NO HAY TORSIÓN
Story2	104	15.82	14.10	21.19	9.92	2700	0.00367			
Story 1	99	8.50	6.37	10.62	10.62	3300	0.00322	0.0033	1.030	NO HAY TORSIÓN
Story 1	103	8.50	7.42	11.28	11.28	3300	0.00342			
base	107	0.00	0.00	0.0						
base	105	0.00	0.00	0.0						
Volado de 4 metros										
Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h_{si} mm	Δe_i mm/mm	ΔE_{prom} (mm/mm)	$\Delta E/\Delta e_{prom}$ (mm/mm)	<1,2
Story4	158	45.66	25.16	52.14	11.14	3000	0.00371	0.0038	1.014	NO HAY TORSIÓN
Story4	160	45.66	28.65	53.90	11.47	3000	0.00382			
Story3	138	36.08	19.46	40.99	14.97	3000	0.00499	0.0051	1.016	NO HAY TORSIÓN
Story3	144	36.08	22.35	42.44	15.45	3000	0.00515			
Story2	137	23.01	12.15	26.02	26.02					
Story2	143	23.01	14.10	26.99	26.99					

Tabla 22*Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex del Caso 1 (desplazamientos).*

Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δE_{prom} mm	$\delta/\delta E_{prom}$ mm	$\delta/\delta E_{prom} < 1.2?$
Story4	122	34.975	29.941	46.04	45.63	1.009	NO HAY TORSIÓN
Story4	132	33.885	29.941	45.22			
Story3	121	27.386	23.279	35.94	35.63	1.009	NO HAY TORSIÓN
Story3	131	26.546	23.279	35.31			
Story2	87	17.262	14.634	22.63	22.45	1.008	NO HAY TORSIÓN
Story2	104	16.79	14.634	22.27			
Story 1	86	9.324	7.671	12.07	11.96	1.010	NO HAY TORSIÓN
Story 1	103	9.025	7.671	11.84			
base	85						
base	105						
Volado de 4 metros							
Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δE_{prom} mm	$\delta/\delta E_{prom}$ mm	$\delta/\delta E_{prom} < 1.2?$
Story4	157	34.975	40.973	53.87	53.52	1.01	NO HAY TORSIÓN
Story4	155	33.885	40.973	53.17			
Story3	153	27.386	32.302	42.35	42.08	1.01	NO HAY TORSIÓN
Story3	147	26.546	32.302	41.81			
Story2	152	17.262	20.58	26.86	26.71	1.01	NO HAY TORSIÓN
Story2	146	16.79	20.58	26.56			

Tabla 23

Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey del Caso 1 (desplazamientos).

Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δE_{prom} mm	$\delta/\delta E_{prom}$ mm	$\delta/\delta E_{prom} < 1.2?$
Story4	134	31.818	25.164	40.57			
Story4	132	31.818	28.647	42.81	41.69	1.027	NO HAY TORSIÓN
Story3	129	24.988	19.462	31.67			
Story3	131	24.988	22.345	33.52	32.60	1.028	NO HAY TORSIÓN
Story2	100	15.823	12.154	19.95			
Story2	104	15.823	14.1	21.19	20.57	1.030	NO HAY TORSIÓN
Story 1	99	8.498	6.37	10.62			
Story 1	103	8.498	7.415	11.28	10.95	1.030	NO HAY TORSIÓN
base	107						
base	105						
Volado de 4 metros							
Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δE_{prom} mm	$\delta/\delta E_{prom}$ mm	$\delta/\delta E_{prom} < 1.2?$
Story4	158	45.661	25.164	52.14			
Story4	160	45.661	28.647	53.90	53.02	1.017	NO HAY TORSIÓN
Story3	138	36.078	19.462	40.99			
Story3	144	36.078	22.345	42.44	41.71	1.017	NO HAY TORSIÓN
Story2	137	23.011	12.154	26.02			
Story2	143	23.011	14.1	26.99	26.51	1.018	NO HAY TORSIÓN

Los resultados obtenidos en las tablas 20 al 23, muestran cocientes de derivas o desplazamientos máximos contra promedios para chequeo de penalización por torsión excesiva menores a 1.2; considerando los efectos de sismo en una sola dirección. Por lo tanto, cumplen con la sección 5.2.2 de NEC-SE-DS-2015.

Los resultados de los cocientes de derivas o desplazamientos máximos contra promedios para los chequeos de torsión excesiva del Caso 1, podrían resultar insatisfactorios si se consideran los efectos ortogonales del sismo combinados según ASCE 7-16, con las ecuaciones $E_x \pm 0.3E_y$ y $E_y \pm 0.3E_x$.

4.1.3. Efectos de Segundo Orden P-Δ

Los efectos P-Δ serán evaluados para los Casos 1 y 2, con el propósito de comparación. Para el Caso 3 se puede obviar resultados, por la redundancia en su sistema de ejes principales resistentes a fuerzas sísmicas.

Tabla 24

Efectos de segundo Orden P-Δ de los entrepisos para el Sismo Ex del Caso 1.

Story	Label	UX mm	ΔE mm	h _{s i} mm	P _i ton	V _i ton	$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$	Q<0.1?
Story4	CM-N4	26.414	6.1290	3000	150.24	13.23	0.023	Sin Efectos P-Delta
Story3	CM-N3	20.285	7.6270	3000	319.71	23.20	0.035	Sin Efectos P-Delta
Story2	CM-N2	12.658	6.4140	2700	488.17	29.59	0.039	Sin Efectos P-Delta
Story 1	CM-N1	6.244	6.2440	3300	558.98	31.22	0.034	Sin Efectos P-Delta

Tabla 25

Efectos de segundo Orden P-Δ de los entrepisos para el Sismo Ey del Caso 1.

Story	Label	UY mm	ΔE mm	h _{s i} mm	P _i ton	V _i ton	$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$	Q<0.1?
Story4	CM-N4	24.763	5.8400	3000	150.24	12.20	0.024	Sin Efectos P-Delta
Story3	CM-N3	18.923	7.0930	3000	319.71	21.86	0.035	Sin Efectos P-Delta
Story2	CM-N2	11.830	6.4210	2700	488.17	27.82	0.042	Sin Efectos P-Delta
Story 1	CM-N1	5.409	5.4090	3300	558.98	29.17	0.031	Sin Efectos P-Delta

Note que las tablas 24 y 25 (Caso 1), no muestran efectos P – Δ críticos al centro de masas, porque las derivas calculadas no son excesivamente grandes.

Estos efectos P – Δ pueden incrementarse ligeramente, si se consideran los efectos ortogonales de sismo combinados según ASCE 7-16, con las ecuaciones $E_x \pm 0.3E_y$ y $E_y \pm 0.3E_x$.

4.2. Caso 2

4.2.1. Chequeo de Derivas

Tabla 26

Derivas máximas para el Sismo Ex con e=0.05 del Caso 2 (R=5)

Story	Joint Text	U1 mm	U2 mm	U mm	ΔE mm	h _{s i} mm	Δe i mm/mm	Deriva inelástica ΔM 0,75*R*ΔE (mm/mm)	<2% "NEC 15"
Story4	27	24.66	23.71	34.21	6.766	3000	0.00226	0.008	SI CUMPLE
Story4	54	27.78	23.71	36.52	7.271	3000	0.00242	0.009	SI CUMPLE
Story3	24	19.893	18.90	27.44	10.114	3000	0.00337	0.013	SI CUMPLE
Story3	53	22.322	18.90	29.25	10.591	3000	0.00353	0.013	SI CUMPLE
Story2	23	12.539	11.96	17.33	9.432	2700	0.00349	0.013	SI CUMPLE
Story2	52	14.323	11.96	18.66	10.283	2700	0.00381	0.014	SI CUMPLE
Story 1	19	5.841	5.31	7.89	7.894	3300	0.00239	0.009	SI CUMPLE
Story 1	51	6.475	5.31	8.37	8.374	3300	0.00254	0.010	SI CUMPLE
base	5	0	0	0.00					
base	50	0	0	0.00					

Volado de 4 metros									
Story	Joint Text	U1 mm	U2 mm	U mm	ΔE mm	h _{s i} mm	Δe i mm/mm	Deriva inelástica ΔM < 2% "NEC 15"	0,75*R*ΔE (mm/mm)
Story4	83	24.7	31.7	40.17	8.075	3000	0.00269	0.010	SI CUMPLE
Story4	72	27.8	31.7	42.16	8.503	3000	0.00283	0.011	SI CUMPLE
Story3	82	19.9	25.2	32.09	11.856	3000	0.00395	0.015	SI CUMPLE
Story3	71	22.3	25.2	33.65	12.265	3000	0.00409	0.015	SI CUMPLE
Story2	81	12.5	15.9	20.24					
Story2	70	14.3	15.9	21.39					

Tabla 27

Derivas máximas para el Sismo Ey con e=0.05 del Caso 2 (R=5)

Story	Joint Text	U1 mm	U2 mm	U mm	ΔE mm	h _{s i} mm	Δe i mm/mm	Deriva inelástica ΔM 0,75*R*ΔE (mm/mm)	<2% "NEC 15"
Story4	64	28.24	18.34	33.67	6.73	3000	0.00224	0.008	SI CUMPLE
Story4	54	28.24	31.64	42.41	8.73	3000	0.00291	0.011	SI CUMPLE
Story3	63	22.51	14.80	26.94	9.76	3000	0.00325	0.012	SI CUMPLE
Story3	53	22.51	25.05	33.68	12.34	3000	0.00411	0.015	SI CUMPLE
Story2	62	14.37	9.40	17.17	9.49	2700	0.00352	0.013	SI CUMPLE
Story2	52	14.37	15.76	21.33	11.92	2700	0.00442	0.017	SI CUMPLE
Story 1	61	6.39	4.27	7.68	7.68	3300	0.00233	0.009	SI CUMPLE
Story 1	51	6.39	6.91	9.41	9.41	3300	0.00285	0.011	SI CUMPLE
base	6	0	0	0.00					
base	50	0	0	0.00					

Volado de 4 metros									
Story	Joint Text	U1 mm	U2 mm	U mm	ΔE mm	h _{s i} mm	Δe i mm/mm	Deriva inelástica ΔM < 2% "NEC 15"	0,75*R*ΔE (mm/mm)
Story4	68	41.62	18.34	45.48	9.22	3000	0.00307	0.012	SI CUMPLE
Story4	91	41.62	31.64	52.28	10.77	3000	0.00359	0.013	SI CUMPLE
Story3	67	33.11	14.80	36.27	13.19	3000	0.00440	0.016	SI CUMPLE
Story3	90	33.11	25.05	41.52	15.20	3000	0.00507	0.019	SI CUMPLE
Story2	66	21.07	9.40	23.07					
Story2	89	21.07	15.76	26.32					

4.2.2. Control de Torsión excesiva

Tabla 28

Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex con Derivas de entrepisos del Caso 2.

Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h _{s,i} mm	Δe _i mm/mm	ΔE prom (mm/mm)	ΔE/Δeprom (mm/mm)	<1,2?
Story4	27	24.66	23.71	34.21	6.7661	3000	0.0023	0.0023	1.036	NO HAY TORSIÓN
Story4	54	27.78	23.71	36.52	7.2706	3000	0.0024			
Story3	24	19.893	18.90	27.44	10.1143	3000	0.0034	0.0035	1.023	NO HAY TORSIÓN
Story3	53	22.322	18.90	29.25	10.5913	3000	0.0035			
Story2	23	12.539	11.96	17.33	9.4316	2700	0.0035	0.0037	1.043	NO HAY TORSIÓN
Story2	52	14.323	11.96	18.66	10.2834	2700	0.0038			
Story 1	19	5.841	5.31	7.89	7.8939	3300	0.0024	0.0025	1.030	NO HAY TORSIÓN
Story 1	51	6.475	5.31	8.37	8.3739	3300	0.0025			
base	5	0	0.00	0.00						
base	50	0	0.00	0.00						
Volado de 4 metros										
Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h _{s,i} mm	Δe _i mm/mm	ΔE prom (mm/mm)	ΔE/Δeprom (mm/mm)	<1,2
Story4	83	24.66	31.71	40.17	8.0755	3000	0.0027	0.0028	1.026	NO HAY TORSIÓN
Story4	72	27.78	31.71	42.16	8.5032	3000	0.0028			
Story3	82	19.893	25.18	32.09	11.8563	3000	0.0040	0.0040	1.017	NO HAY TORSIÓN
Story3	71	22.322	25.18	33.65	12.2646	3000	0.0041			
Story2	81	12.539	15.88	20.24						
Story2	70	14.323	15.88	21.39						

Tabla 29

Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey con Derivas de entrepisos del Caso 2.

Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h _{s,i} mm	Δe _i mm/mm	ΔE prom (mm/mm)	ΔE/Δeprom (mm/mm)	<1,2?
Story4	64	28.24	18.34	33.67	38.34	3000	0.0128	0.0152	1.160	NO HAY TORSIÓN
Story4	54	28.24	31.64	42.41	52.91	3000	0.0176			
Story3	63	22.51	14.80	26.94	30.74	3000	0.0102	0.0121	1.154	NO HAY TORSIÓN
Story3	53	22.51	25.05	33.68	41.97	3000	0.0140			
Story2	62	14.37	9.40	17.17	19.58	2700	0.0073	0.0085	1.151	NO HAY TORSIÓN
Story2	52	14.37	15.76	21.33	26.53	2700	0.0098			
Story 1	61	6.39	4.27	7.68	8.79	3300	0.0027	0.0031	1.141	NO HAY TORSIÓN
Story 1	51	6.39	6.91	9.41	11.68	3300	0.0035			
base	6	0.00	0.00	0.00						
base	50	0.00	0.00	0.00						
Volado de 4 metros										
Story	Joint	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h _{s,i} mm	Δe _i mm/mm	ΔE prom (mm/mm)	ΔE/Δeprom (mm/mm)	<1,2
Story4	68	41.62	18.34	45.48	49.04	3000	0.0163	0.0184	1.110	NO HAY TORSIÓN
Story4	91	41.62	31.64	52.28	61.11	3000	0.0204			
Story3	67	33.11	14.80	36.27	39.17	3000	0.0131	0.0146	1.106	NO HAY TORSIÓN
Story3	90	33.11	25.05	41.52	48.49	3000	0.0162			
Story2	66	21.07	9.40	23.07	24.91					
Story2	89	21.07	15.76	26.32	30.68					

Tabla 30*Chequeo de Torsión excesiva del Sismo Ex con Desplazamientos de Nodos (Caso 2).*

Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δ Eprom mm	δ/δ Eprom mm	δ/δ Eprom<1.2?
Story4	27	24.66	23.705	34.21	35.36	1.03271	NO HAY TORSIÓN
Story4	54	27.78	23.705	36.52			
Story3	24	19.893	18.9	27.44	28.34	1.03191	NO HAY TORSIÓN
Story3	53	22.322	18.9	29.25			
Story2	23	12.539	11.956	17.33	17.99	1.03701	NO HAY TORSIÓN
Story2	52	14.323	11.956	18.66			
Story 1	19	5.841	5.31	7.89	8.13	1.02951	NO HAY TORSIÓN
Story 1	51	6.475	5.31	8.37			
base	5						
base	50						
Volado de 4 metros							
Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δ Eprom mm	δ/δ Eprom mm	δ/δ Eprom<1.2?
Story4	83	24.66	31.708	40.17	41.16	1.02414	NO HAY TORSIÓN
Story4	72	27.78	31.708	42.16			
Story3	82	19.893	25.184	32.09	32.87	1.02372	NO HAY TORSIÓN
Story3	71	22.322	25.184	33.65			
Story2	81	12.539	15.884	20.24	20.81	1.02766	NO HAY TORSIÓN
Story2	70	14.323	15.884	21.39			

Tabla 31*Chequeo de Torsión excesiva del Sismo Ey con Desplazamientos de Nodos (Caso 2).*

Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δ Eprom mm	δ/δ Eprom mm	δ/δ Eprom<1.2?
Story4	64	28.236	18.34	33.67	38.04	1.115	NO HAY TORSIÓN
Story4	54	28.236	31.64	42.41			
Story3	63	22.506	14.8	26.94	30.31	1.111	NO HAY TORSIÓN
Story3	53	22.506	25.05	33.68			
Story2	62	14.374	9.398	17.17	19.25	1.108	NO HAY TORSIÓN
Story2	52	14.374	15.76	21.33			
Story 1	61	6.389	4.266	7.68	8.55	1.101	NO HAY TORSIÓN
Story 1	51	6.389	6.911	9.41			
base	6						
base	50						
Volado de 4 metros							
Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δ Eprom mm	δ/δ Eprom mm	δ/δ Eprom<1.2?
Story4	68	41.623	18.34	45.48	48.88	1.070	NO HAY TORSIÓN
Story4	91	41.623	31.64	52.28			
Story3	67	33.106	14.8	36.27	38.89	1.068	NO HAY TORSIÓN
Story3	90	33.106	25.05	41.52			
Story2	66	21.071	9.398	23.07	24.69	1.066	NO HAY TORSIÓN
Story2	89	21.071	15.76	26.32			

4.2.3. Efectos de Segundo Orden P-Δ

Tabla 32

Efectos de segundo Orden P-Δ de los entrepisos para el Sismo Ex del Caso 2.

Story	Label	UX mm	ΔE mm	h _{si} mm	P _i ton	V _i ton	$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$	Q<0.1?
Story4	CM-N4	21.152	4.1680	3000	149.38	40.1512	0.005	Sin Efectos P-Delta
Story3	CM-N3	16.984	6.0970	3000	318.76	73.7413	0.009	Sin Efectos P-Delta
Story2	CM-N2	10.887	6.2330	2700	488.16	95.6819	0.012	Sin Efectos P-Delta
Story 1	CM-N1	4.654	4.6540	3300	565.16	100.4609	0.008	Sin Efectos P-Delta

Tabla 33

Efectos de segundo Orden P-Δ de los entrepisos para el Sismo Ey del Caso 2.

Story	Label	UY mm	ΔE mm	h _{si} mm	P _i ton	V _i ton	$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$	Q<0.1?
Story4	CM-N4	25.87	5.49	3000	149.38	34.85	0.008	Sin Efectos P-Delta
Story3	CM-N3	20.38	7.57	3000	318.76	63.58	0.013	Sin Efectos P-Delta
Story2	CM-N2	12.80	7.94	2700	488.16	82.65	0.017	Sin Efectos P-Delta
Story 1	CM-N1	4.86	4.86	3300	565.16	86.38	0.010	Sin Efectos P-Delta

Los resultados de los Índices de Estabilidad Q_i del chequeo de los efectos P-Δ y los cocientes de derivas o desplazamientos máximos contra promedios para los chequeos de torsión excesiva del Caso 2, son aproximadamente la tercera parte de los obtenidos para el Caso 1; y son muy satisfactorios. Se tiene una relación de rigidez de piso $\frac{V_i}{\Delta_i}$ proporcionalmente 3 veces más grande en el Caso 2 respecto al Caso 1.

En particular, la estructura del Caso presenta las siguientes virtudes:

- Capacidad para resistir las fuerzas especificadas por la norma NEC-SE-DS 2015.

- Cumplimiento con derivas de piso, efectos de torsión excesiva y efectos de segundo orden $P-\Delta$ ante cargas sísmicas, con valores calculados inferiores a los admisibles.

4.3. Caso 3

4.3.1. Chequeo de Derivas

Tabla 34

Derivas máximas para el Sismo Ex con $e=0.05$ del Caso 3 ($R=8$)

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	h_{si}	Δe_i	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC 15"
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	$0,75 \cdot R \cdot \Delta E$ (mm/mm)	
Story4	163	17.34	1.49	17.40	3.69	3000	0.0012	0.0074	SI CUMPLE
Story4	157	14.30	1.49	14.38	3.08	3000	0.0010	0.0062	SI CUMPLE
Story3	162	13.67	1.19	13.72	5.52	3000	0.0018	0.0110	SI CUMPLE
Story3	156	11.24	1.19	11.30	4.58	3000	0.0015	0.0092	SI CUMPLE
Story2	154	8.16	0.73	8.19	4.61	2700	0.0017	0.0102	SI CUMPLE
Story2	146	6.68	0.73	6.72	3.79	2700	0.0014	0.0084	SI CUMPLE
Story1	153	3.57	0.32	3.59	3.59	3000	0.0012	0.0072	SI CUMPLE
Story1	145	2.92	0.32	2.93	2.93	3000	0.0010	0.0059	SI CUMPLE
Base	155	0.00	0.00	0.00					
Base	144	0.00	0.00	0.00					

Tabla 35

Derivas máximas para el Sismo Ey con $e=0.05$ del Caso 3 ($R=8$)

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	h_{si}	Δe_i	Deriva inelástica ΔM	< 2% "NEC 15"
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	$0,75 \cdot R \cdot \Delta E$ (mm/mm)	
Story4	163	1.242	18.845	18.886	3.858	3000	0.0013	0.0077	SI CUMPLE
Story4	90	1.242	17.453	17.497	3.580	3000	0.0012	0.0072	SI CUMPLE
Story3	162	0.993	14.995	15.028	5.832	3000	0.0019	0.0117	SI CUMPLE
Story3	89	0.993	13.882	13.917	5.405	3000	0.0018	0.0108	SI CUMPLE
Story2	154	0.61	9.176	9.196	5.080	2700	0.0019	0.0113	SI CUMPLE
Story2	85	0.61	8.491	8.513	4.700	2700	0.0017	0.0104	SI CUMPLE
Story1	153	0.271	4.107	4.116	4.116	3000	0.0014	0.0082	SI CUMPLE
Story1	84	0.271	3.803	3.813	3.813	3000	0.0013	0.0076	SI CUMPLE
Base	155	0	0	0					
Base	86	0	0	0					

4.3.2. Control de Torsión Excesiva

Tabla 36

Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex con Derivas en Caso 3.

Story	Label	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h_{si} mm	Δe_i mm/mm	ΔE_{prom} (mm/mm)	$\Delta E/\Delta e_{prom}$ (mm/mm)	<1,2
Story4	163	17.34	1.49	17.40	3.69	3000	0.0012	0.0011	1.091	NO HAY TORSIÓN
Story4	157	14.30	1.49	14.38	3.08	3000	0.0010			
Story3	162	13.67	1.19	13.72	5.52	3000	0.0018	0.0017	1.093	NO HAY TORSIÓN
Story3	156	11.24	1.19	11.30	4.58	3000	0.0015			
Story2	154	8.16	0.73	8.19	4.61	2700	0.0017	0.0016	1.098	NO HAY TORSIÓN
Story2	146	6.68	0.73	6.72	3.79	2700	0.0014			
Story1	153	3.57	0.32	3.59	3.59	3000	0.0012	0.0011	1.100	NO HAY TORSIÓN
Story1	145	2.92	0.32	2.93	2.93	3000	0.0010			
Base	155	0	0	0.00						
Base	144	0	0	0.00						

Tabla 37

Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey con Derivas en Caso 3.

Story	Label	UX mm	UY mm	U mm	ΔE mm	h_{si} mm	Δe_i mm/mm	ΔE_{prom} (mm/mm)	$\Delta E/\Delta e_{prom}$ (mm/mm)	<1,2
Story4	163	1.24	18.85	18.89	3.86	3000	0.0013	0.0012	1.037	NO HAY TORSIÓN
Story4	90	1.24	17.45	17.50	3.58	3000	0.0012			
Story3	162	0.99	15.00	15.03	5.83	3000	0.0019	0.0019	1.038	NO HAY TORSIÓN
Story3	89	0.99	13.88	13.92	5.40	3000	0.0018			
Story2	154	0.61	9.18	9.20	5.08	2700	0.0019	0.0018	1.039	NO HAY TORSIÓN
Story2	85	0.61	8.49	8.51	4.70	2700	0.0017			
Story1	153	0.27	4.11	4.12	4.12	3000	0.0014	0.0013	1.038	NO HAY TORSIÓN
Story1	84	0.27	3.80	3.81	3.81	3000	0.0013			
Base	155	0	0	0.00						
Base	86	0	0	0.00						

De igual manera, también se puede obtener el control de Torsiones excesivas mediante desplazamientos de Nodos, como se presenta en las Tablas 38 y 39.

Tabla 38*Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ex con Desplazamientos en Caso 3.*

Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δE_{prom} mm	$\delta/\delta E_{prom}$ mm/mm	$\delta/\delta E_{prom} < 1.2?$
Story4	163	17.341	1.488	17.4047	15.8915	1.0952	NO HAY TORSIÓN
Story4	157	14.301	1.488	14.3782			
Story3	162	13.665	1.189	13.7166	12.5097	1.0965	NO HAY TORSIÓN
Story3	156	11.24	1.189	11.3027			
Story2	154	8.162	0.728	8.1944	7.4570	1.0989	NO HAY TORSIÓN
Story2	146	6.68	0.728	6.7196			
Story1	153	3.571	0.322	3.5855	3.2596	1.1000	NO HAY TORSIÓN
Story1	145	2.916	0.322	2.9337			
Base	155	0.00	0.00	0.0000			
Base	144	0.00	0.00	0.0000			

Tabla 39*Chequeo de Torsión excesiva para el Sismo Ey con Desplazamientos en Caso 3.*

Story	Label	UX mm	UY mm	δ mm	δE_{prom} mm	$\delta/\delta E_{prom}$ mm/mm	$\delta/\delta E_{prom} < 1.2?$
Story4	163	1.242	18.845	18.8859	18.1915	1.038	NO HAY TORSIÓN
Story4	90	1.242	17.453	17.4971			
Story3	162	0.993	14.995	15.0278	14.4727	1.038	NO HAY TORSIÓN
Story3	89	0.993	13.882	13.9175			
Story2	154	0.61	9.176	9.1963	8.8546	1.039	NO HAY TORSIÓN
Story2	85	0.61	8.491	8.5129			
Story1	153	0.271	4.107	4.1159	3.9643	1.038	NO HAY TORSIÓN
Story1	84	0.271	3.803	3.8126			
Base	155	0.00	0.00	0.0000			
Base	86	0.00	0.00	0.0000			

Por otra parte, para la evaluación comparativa de ser desempeño sísmico, dichas estructuras serán juzgadas mediante los objetivos y niveles de desempeño sísmico, establecidos en FEMA 356, tal como se describe en la sección 2.4 del presente trabajo y con los resultados que se presentarán en el capítulo 5.

CAPITULO 5

ANÁLISIS PUSHOVER

5.1. Consideraciones de Análisis

Este Método de Análisis permite convertir un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) a un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF).

Para ello, un Análisis Pushover debe tomar en cuenta patrones de cargas laterales que asemejen a la estructura a su primer modo de vibración, ya que este permitirá empujar a la estructura mediante cargas que se van incrementando paso a paso, hasta lograr un nivel de desempeño estructural, logrando así, deformar a la estructura como un SDOF.

Para que la estructura muestre un nivel de desempeño, es necesario asignarle, rotulas plásticas a sus elementos, ya que este permitirá establecer el número de pasos limite que la estructura puede soportar mediante el empuje de ciertas cargas laterales.

Todo lo mencionado anteriormente, se puede lograr mediante una modelación matemática en cualquier tipo de software estructural.

5.2. Procedimiento de Análisis Pushover

Los procedimientos mostrados a continuación, se efectuará mediante la modelación estructural en SAP2000.

1. Aplicación de un caso de carga de gravedad en el que incluya, los patrones de carga de tipo muerta y viva.
2. Aplicación del Vector de Carga de tipo horizontal que asemeje un empuje sísmico lateral.

3. Aplicación de rotulas plásticas a sus elementos a una distancia relativa del nudo o conexión viga-columna.
4. Aplicación incremental del patrón de carga lateral hasta obtener un nivel de desempeño estructural dado por FEMA 356.
5. Finalmente, obtención de la curva de capacidad Pushover para su análisis y proyección de resultados para los diferentes Niveles de Sismo.

5.2.1. Cargas de Diseño

Las cargas consideradas para un modelamiento Pushover deben partir de un caso de Carga, como son las sobrepuestas CM, CL y PP, de un Caso combinado $W_D + 0.25W_L$, pero de tipo No Lineal. Adicionalmente se aplicarán vectores de cargas laterales que empujen a la estructura, simulando el primer modo de vibración.

Estos vectores de carga lateral F_x y F_y , pueden calcularse como el producto del porcentaje de masa sísmica participativa por piso por el Cortante basal estático al 10% de su capacidad cortante para ambas direcciones, como se muestra en las tablas 40 y 41 para el Caso 1.

Para los Casos 2 y 3, se aplica el mismo procedimiento de cálculo para los vectores de Carga lateral aplicados al centro de masa de cada entrepiso más al 5% de excentricidad accidental.

Tabla 40

Distribución del Vector de Carga lateral Fx correspondiente a la carga del 0.1Vx del Caso 1.

Nº Piso o nivel	hi m	Wi= Wd+0.25WL Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k)/ ∑Wi*(hx^k)	Fx=Fi Ton
4	12	142.16	2619.20	0.438	2.55
3	9	146.37	1924.59	0.322	1.88
2	6	145.36	1188.17	0.199	1.16
1	3.3	60.31	244.54	0.041	0.24
Total		494.20	5976.49	1	5.83

Tabla 41

Distribución del Vector de Carga lateral Fy correspondiente a la carga del 0.1Vy del Caso 1.

Nº Piso o nivel	hi m	Wi= Wd+0.25WL Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k)/ ∑Wi*(hx^k)	Fx=Fi Ton
4	12	142.16	3493.12	0.453	2.07
3	9	146.37	2482.60	0.322	1.47
2	6	145.36	1462.32	0.189	0.87
1	3.3	60.31	280.82	0.036	0.17
Total		494.20	7718.85	1	4.57

5.2.2. Rotulas Plásticas

La asignación de las Rotulas Plásticas, deben colocarse a una distancia relativa del Nodo viga-columna, esta distancia puede calcularse conforme a la sección 2.6.3 del presente estudio de investigación o mediante las consideraciones del Manual de Modelación Sap2000 Capitulo 8.

Tabla 42

Distancia relativa de rotulas plásticas al Nodo viga-columna.

Elemento estructural	Distancia Relativa %	Distancia mínima Relativa %
Columnas	10-90	5-95
Vigas	10-90	5-95

Las distancias relativas presentadas en la Tabla 42, se aplicarán también para los Casos 2 y 3. Además, se debe establecer al modelo un análisis de comportamiento plástico, para los tipos de resistencia, a las que cada elemento está sometido.

El programa Sap2000 establece dichas propiedades de comportamiento plástico, para secciones rectangulares de elementos de concreto armado, las cuales se deben tomar en cuenta, por lo que la Tabla 43, muestra dichas consideraciones.

Tabla 43

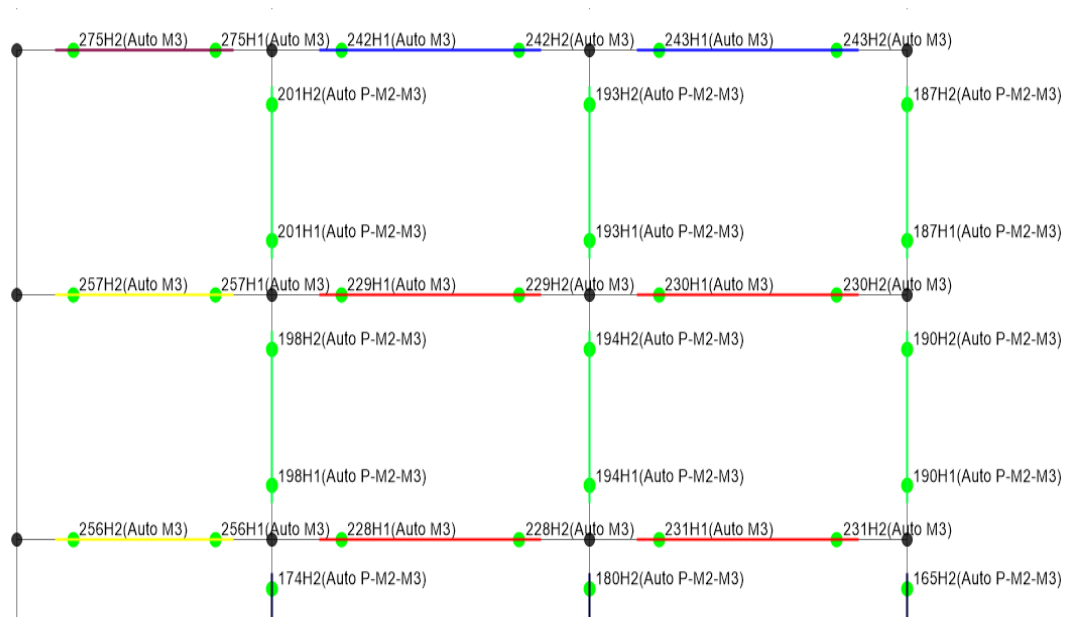
Propiedades de comportamiento plástico para elementos de Concreto Armado.

Elemento	Tipo de Rotula	Referencia
Viga	M3	FEMA 356 tabla 6-7 (I)
Columna	P-M2-M3	FEMA 356 tabla 6-8 (I)

El Gráfico 25, muestra las rotulas aplicadas a los elementos estructurales con su respectivo comportamiento plástico.

Gráfico 25

Rotulas aplicadas a columnas y vigas correspondiente al Caso 1.



5.3. Curva de Capacidad

La relación del cortante basal vs el desplazamiento del último piso modela la Curva de Capacidad del desempeño sísmico. Esta curva permite establecer cuál es el Nivel de Desempeño sísmico de una estructura mediante un desplazamiento controlado hasta el 4% de la altura total de la edificación. La comparación en Desempeño estructural de los 3 Casos estructurales se muestra en los Gráficos 26 y 27 para cada dirección traslacional del sistema de ejes Global.

Gráfico 26

Comparación de curvas de Capacidad para el caso de Carga lateral PUSH X.

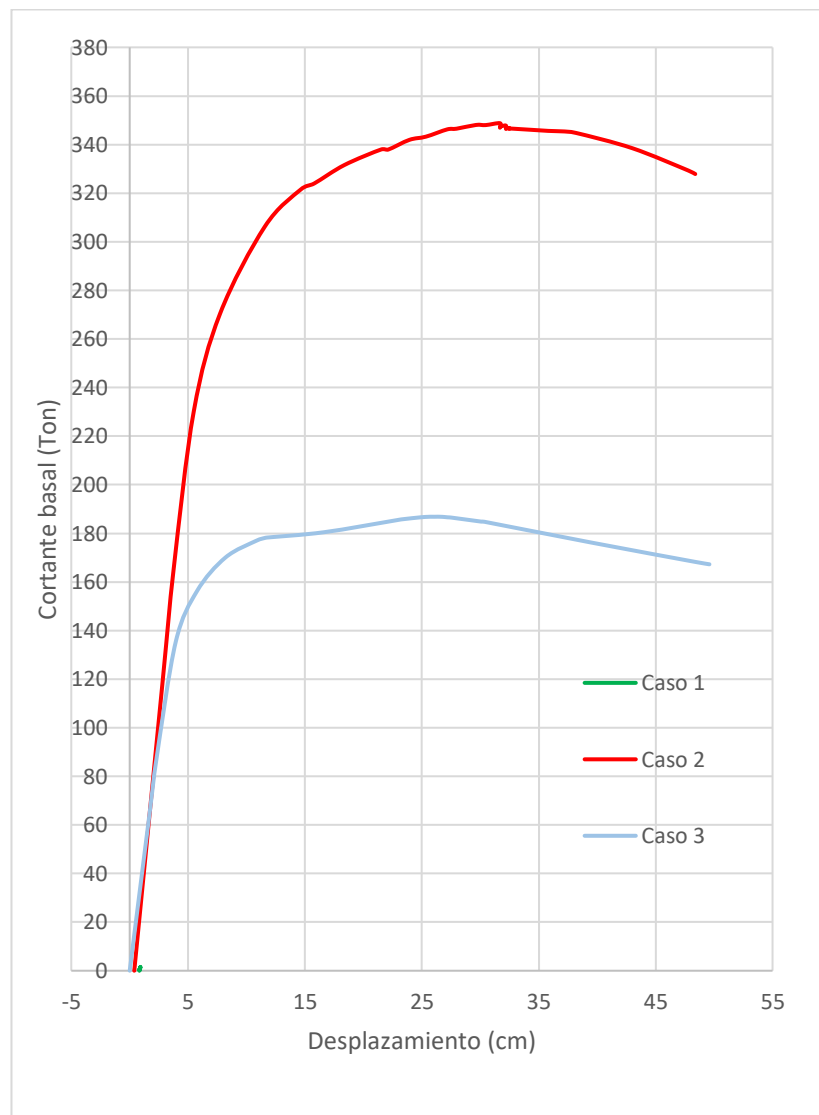
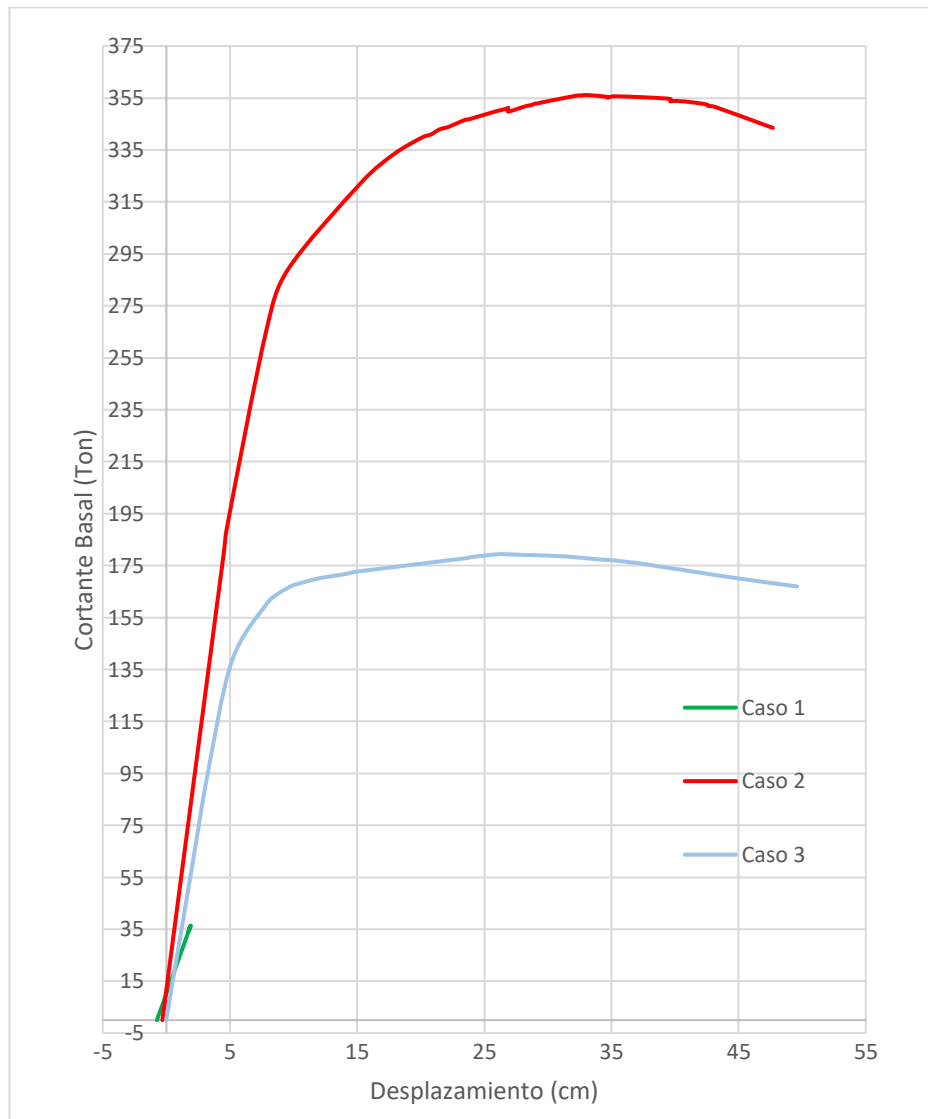


Gráfico 27

Comparación de curvas de Capacidad para el caso de Carga lateral PUSH Y.



Cabe mencionar que para el Caso 1, se proveyó aceros correspondientes a cuantías longitudinales y transversales mínimas para que el software pueda calcular una gráfica de comportamiento en su desempeño sísmico, ya que, mediante el acero inicialmente asumido para la estructura colapsada en Guayaquil, no se podía calcular la Curva de Capacidad para cada dirección de análisis. Es decir, la estructura era muy inestable y al primer empuje lateral, la estructura colapsaba frágilmente, presumiblemente por

fallas prematuras en cortantes, por el uso de acero transversal en columnas fuera de los requisitos mínimos de norma para acero por confinamiento a carga vertical.

En contraste, los Casos 2 y 3, presentan una Curva de Capacidad de comportamiento dúctil y el acero de refuerzo transversal en columnas está calculado con apego a la norma ACI 318-19, sección 18-7 para un sistema SMRF (Sistema Especial de pórticos Resistente a Momentos con alta ductilidad), su diseño se detalla en el Anexo C.

5.4. Nivel de Desempeño Estructural

El Análisis estático No Lineal, permite conocer mediante la curva de capacidad desplazamientos que se limitan a 4 Niveles de Desempeño estructural, que, a su vez, obedecen a un sismo de diferente periodo de retorno, como se establece en la tabla 44.

Tabla 44

Niveles de Desempeño correspondiente a cada Nivel de Sismo.

Niveles de Sismo	Nivel de Desempeño
Tr=44años	C.E-Comportamiento Elástico
Tr=72 años	I.O-Ocupación Inmediata
Tr=745 años	L.S-Seguridad de vida
Tr=2475 años	C.P-Prevención al Colapso

Estos Niveles de Desempeño Estructural serán descritos en el orden de los Casos estructurales, mediante un cuadro de resumen de resultados obtenidos donde se establecen los pasos de los estados límites de los niveles de desempeño y las características de falla para cada dirección del sismo conocidos como PUSH X y PUSH Y.

5.4.1. Caso 1

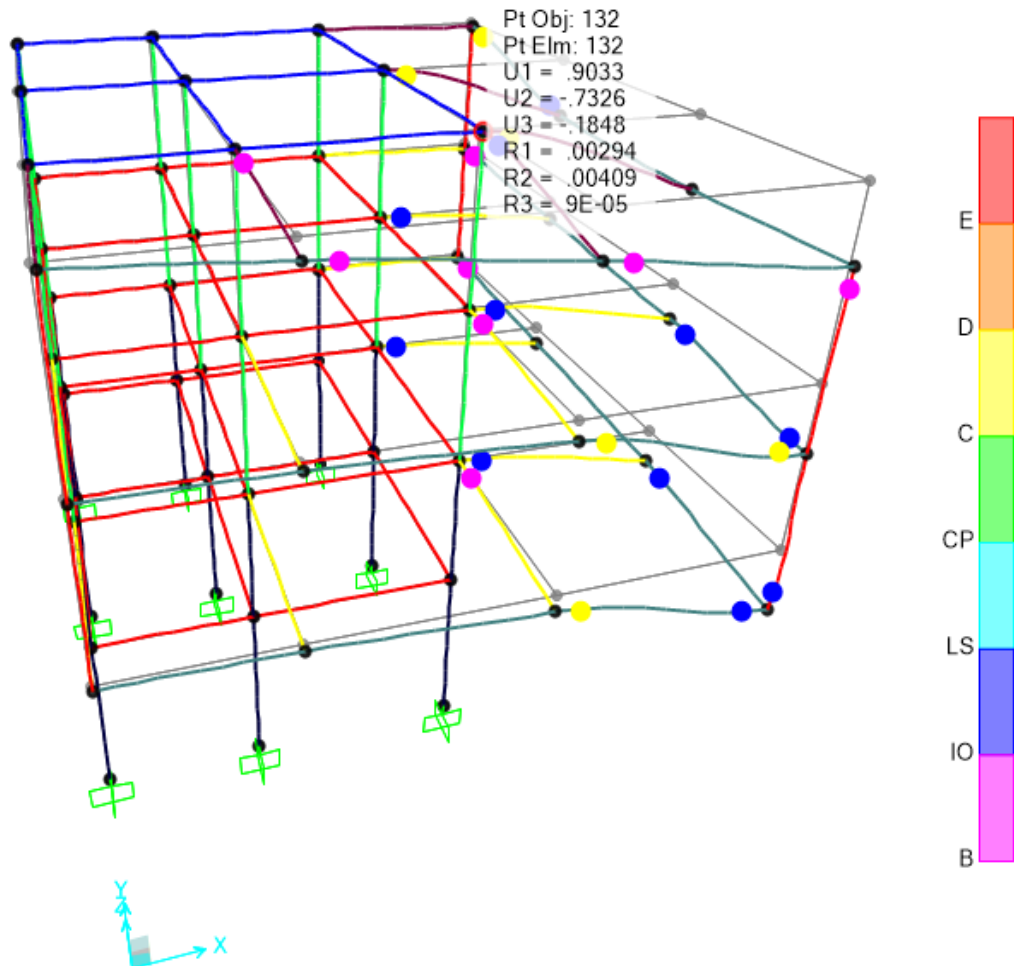
Tabla 45

Nivel de Desempeño correspondiente al Caso 1.

Corte a la Base (Ton)	Desplazamiento de tope (cm)	Nivel de Desempeño	Step	Características de falla
PUSH X				
1.32	0.9	Colapso	1	$V_{falla} < V_{diseño}$
PUSH Y				
34.18	1.74	Colapso	2	$V_{falla} < V_{diseño}$

Gráfico 28

Desplazamiento de falla del último Piso del Sismo PUSH X del Caso 1



5.4.2. Caso 2

Tabla 46

Nivel de Desempeño correspondiente al Caso 2.

Corte a la Base (Ton)	Desplazamiento de tope (cm)	Nivel de Desempeño	Step	Características de falla
PUSH X				
164.71	3.75	CE	1	Inicio del comportamiento elástico, $V_{push} \geq V_{diseño}$
306.24	11.56	IO	4	En estado elástico, inicia el rango IO-LS
321.45	14.62	LS	5	Primer punto de cedencia - inicia el rango LS-CP
337.96	21.50	CP	8	Rotulas en comportamiento plástico, inicia el rango CP-C
PUSH Y				
190.98	4.81	CE	2	Inicio del comportamiento elástico $V_{push} \geq V_{diseño}$
322.34	15.31	IO	5	En estado elástico, inicia el rango IO-LS
33.41	17.90	LS	6	Primer punto de cedencia - inicia el rango LS-CP
349.99	25.99	CP	13	Rotulas en comportamiento plástico, inicia el rango CP-C

Gráfico 29

Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH X (Caso 2)

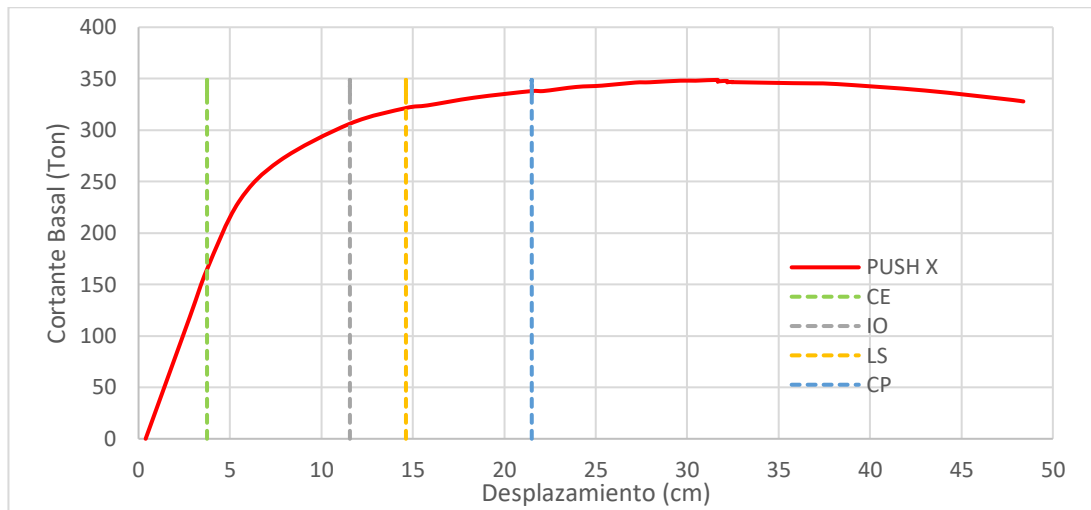
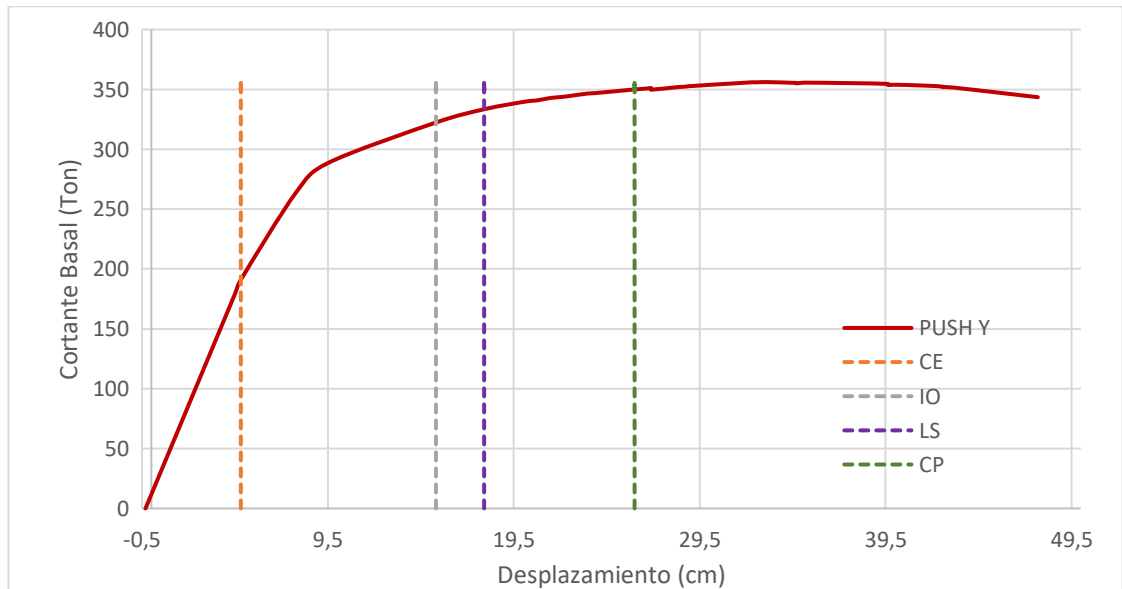


Gráfico 30

Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH Y (Caso 2)



Los Gráficos 29 y 30, muestran un óptimo desempeño sísmico del Caso 2 para cada Nivel de Sismo, para la evaluación en desempeño sísmico según NEC-SE-DS 2015. Esta norma evalúa un Sismo de Diseño con periodo de retorno de 475 años, la estructura del Caso 2 cumple un óptimo comportamiento sísmico dentro de los Niveles

de Ocupación inmediata y Seguridad de Vida respectivamente para cada dirección de Sismo.

5.4.3. Caso 3

Tabla 47

Nivel de Desempeño correspondiente al Caso 3.

Corte a la Base (Ton)	Desplazamiento de tope (cm)	Nivel de Desempeño	Step	Características de falla
PUSH X				
86.98	2.28	CE	1	Inicio del comportamiento elástico, $V_{push} \geq V_{diseño}$
170.05	8.19	IO	4	En estado elástico, inicia el rango IO-LS
180.46	16.62	LS	8	Primer punto de cedencia - inicia el rango LS-CP
185.77	22.84	CP	9	Rotulas en comportamiento plástico, inicia el rango CP-C
PUSH Y				
94.89	3.25	CE	1	Inicio del comportamiento elástico $V_{push} \geq V_{diseño}$
167.26	9.88	IO	5	En estado elástico, inicia el rango IO-LS
177.77	23.47	LS	10	Primer punto de cedencia - inicia el rango LS-CP
177.77	23.47	CP	10	Rotulas en comportamiento plástico, inicia el rango CP-C

La Tabla 47 presenta los niveles de desempeño para cada dirección de análisis. Dichos resultados muestran que la estructura es un poco más débil en la dirección X que en la dirección Y a los Niveles de Desempeño correspondientes a Prevención de Colapso y Seguridad de Vida. Esto también se puede observar claramente en los gráficos 31 y 32. No obstante, en ambas direcciones la estructura muestra un

rendimiento satisfactorio, con demanda de ductilidad moderada (derivas del orden del 2% al nivel de desempeño correspondiente a Seguridad de Vida).

Gráfico 31

Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH X (Caso 3)

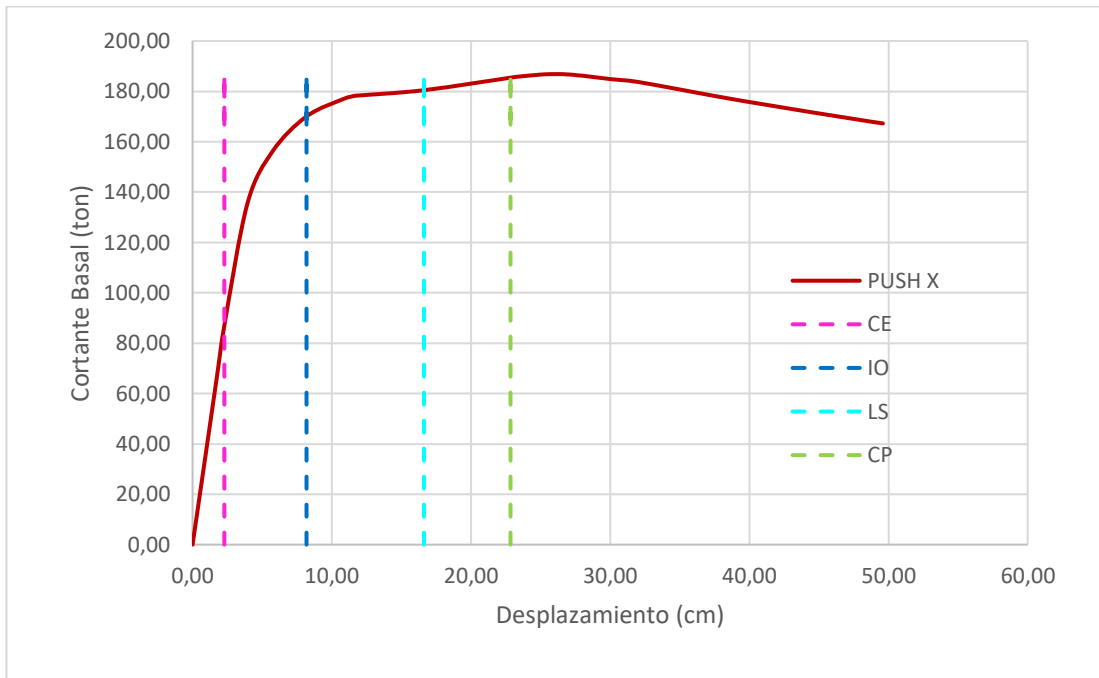
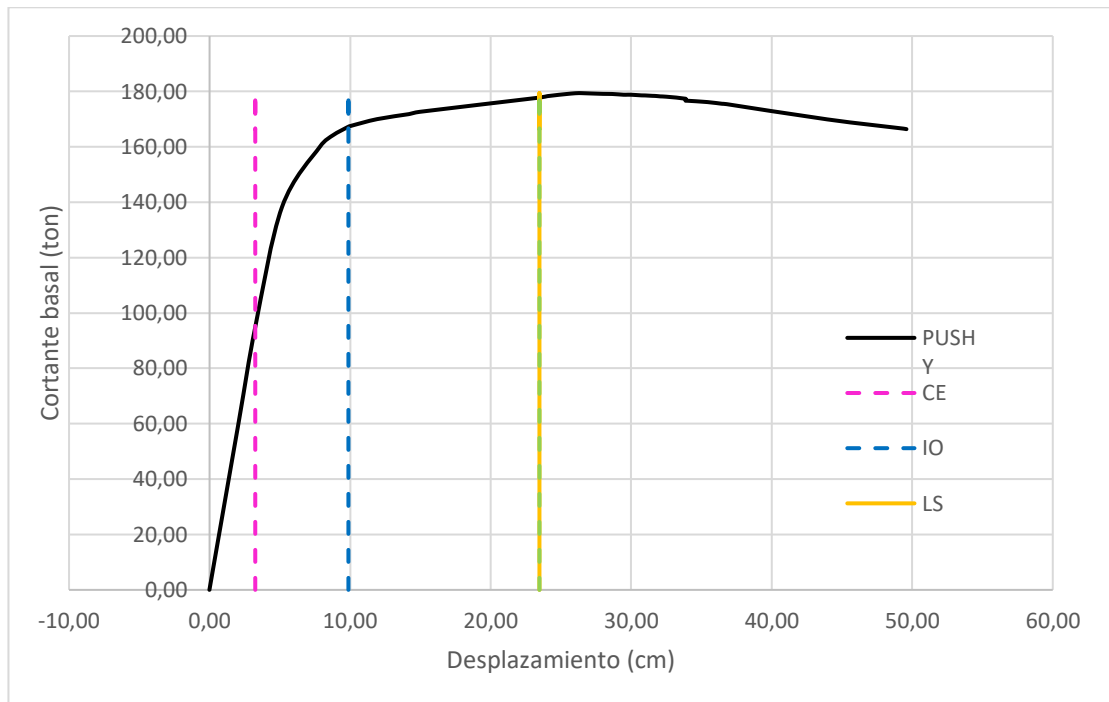


Gráfico 32

Limites en desplazamiento según el Nivel de Desempeño del Sismo PUSH Y (Caso 3)



5.5. Costo comparativo Volumétrico de elementos estructurales “Columnas y vigas”

En la Tabla 47 se muestra un presupuesto referencial para el Caso 2 (estructura irregular con diseño sísmico), considerando solamente los elementos estructurales vigas y columnas de hormigón armado, dando un total de \$ 48,521.99, de la misma manera en la Tabla 48 se presenta el presupuesto referencial para el Caso 3 (estructura regular) teniendo en consideración lo expuesto en el Caso 2, dando un total de \$ 37,277.70. Comparando estos costos entre estos dos casos, se puede determinar que la de mayor monto económico es la estructura irregular con diseño sísmico (Caso 2), obteniendo una diferencia de \$ 11,244.29.

Tabla 48*Presupuesto Referencial Caso 2.*

PRESUPUESTO REFERENCIAL CASO 2					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO USD	PRECIO TOTAL USD
1	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (ejes A-2 y C-4)	m ³	6.48	252.91	1,638.86
2	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (eje C-2)	m ³	6.21	244.31	1,517.17
3	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (eje A-4)	m ³	3.84	256.06	983.27
4	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (ejes A-3 y B-4)	m ³	3.36	253.02	850.15
5	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (ejes B-2 y C-3)	m ³	5.76	257.24	1,481.70
6	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (ejes A-3 y B-4)	m ³	3.12	254.97	795.51
7	Columna interior Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (eje B-3)	m ³	1.22	262.50	318.94
8	Columnas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (ejes A-4 y B-3)	m ³	1.92	272.02	522.28
9	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre planta baja y mesanine) dir. X	m ³	8.40	233.21	1,958.96
10	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre planta baja y mesanine) dir. Y	m ³	12.72	225.71	2,871.03
11	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer piso alto) dir. X	m ³	4.25	233.03	989.91
12	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer piso alto) dir. Y	m ³	6.41	225.62	1,445.77
13	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre segundo piso alto) dir. X	m ³	4.26	233.03	992.71
14	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre segundo piso alto) dir. Y	m ³	6.42	225.62	1,448.48
15	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (borde) dir. X	m ³	1.53	254.09	388.76
16	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (borde) dir. Y	m ³	1.98	244.14	483.40
17	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (volado eje C-D) dir. X	m ³	6.15	242.21	1,488.74
18	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (volado eje 1-2) dir. Y	m ³	6.15	242.21	1,488.74
19	Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm ² para columnas	Kg	6,535.32	1.60	10,456.51
20	Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm ² para vigas	Kg	10,250.69	1.60	16,401.10
				TOTAL	48,521.99

Tabla 49*Presupuesto Referencial Caso 3.*

PRESUPUESTO REFERENCIAL CASO 3					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	U	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO USD	PRECIO TOTAL USD
1	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre planta baja)	m ³	7.68	260.47	2,000.41
2	Columnas interiores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre planta baja)	m ³	2.05	268.94	550.79
3	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre mesanine)	m ³	6.72	263.91	1,773.48
4	Columnas interiores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre mesanine)	m ³	1.79	277.31	496.94
5	Columnas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer y segundo piso alto)	m ³	13.82	264.23	3,652.72
6	Columnas interiores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer y segundo piso alto)	m ³	3.14	291.74	914.90
7	Vigas Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre planta baja y mesanine) dir. X	m ³	10.58	232.22	2,457.82
8	Vigas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre planta baja y mesanine) dir. Y	m ³	6.75	227.49	1,535.56
9	Vigas interiores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre planta baja y mesanine) dir. Y	m ³	6.86	227.22	1,558.27
10	Vigas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer y segundo piso alto) dir. X	m ³	4.70	234.07	1,101.07
11	Vigas interiores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer y segundo piso alto) dir. X	m ³	4.75	233.83	1,111.16
12	Vigas exteriores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer y segundo piso alto) dir. Y	m ³	6.07	228.72	1,388.79
13	Vigas interiores Ho. Ao f'c=240 Kg/cm ³ (sobre primer y segundo piso alto) dir. Y	m ³	6.17	228.44	1,409.02
14	Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm ² para columnas	Kg	6,023.14	1.60	9,637.03
15	Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm ² para vigas	Kg	4,806.10	1.60	7,689.77
				TOTAL	37,277.70

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- El análisis de desempeño sísmico del comportamiento global de las estructuras mediante análisis elástico (Método Modal Espectral Dinámico), establece que las derivas máximas correspondientes para el Caso 1, superan el 2% de Deriva admisible para los Estados de Sismo E_x e E_y , en cada direccional traslacional horizontal, sin tomar en cuenta los efectos ortogonales del Sismo, como lo establece ASCE 41-17 (sección 7.2.5). Se concluye que la estructura del Caso 1 no cumple con la norma sísmica de diseño NEC-SE-DS-2015.
- La estructura del Caso 1, presenta además efectos torsionales cercanos al límite de torsión excesiva. La estructura exhibe comportamiento elástico a cargas de servicio, pero dicho análisis no es suficiente para detectar el deficiente comportamiento sísmico de esta estructura, evidenciado con el colapso de una estructura que usó dicho sistema estructural en Guayaquil, durante el Sismo de Pedernales del 16 de abril del 2016.
- Con la aplicación del Análisis de Tipo No Lineal para el Caso 1, se concluye que la estructura, por su planta y elevación irregular, así como las posibles deficiencias del reforzamiento de sus columnas, posee inestabilidad ante la aplicación de vectores de carga de lateral no lineal, y tiene un tipo de comportamiento frágil en todo su sistema resistente. Resulta evidente, la falta de rigidez de la estructura y de ductilidad en los elementos estructurales, por las bajas cuantías de acero provisto para el confinamiento de columnas a la acción de cargas axiales.

- Tanto el Análisis elástico basado en Sismo de Servicio de NEC-SE-DS 2015, como la aplicación del método Pushover, permitieron establecer los mecanismos de fallas dúctiles con rotulas plásticas en vigas antes que en columnas para los Casos 2 y 3. Dichas estructuras tienen diseños que cumplen con ACI 318-19 Cap. 18, con ductilidad en sus elementos estructurales, obteniéndose un desempeño sísmico capaz de resistir fuerzas sísmicas y que cumple con el control de las derivas permisibles y otros chequeos de buen comportamiento global.
- El diseño del Caso 2 logró un nivel de desempeño sísmico superior al Caso 3, superando muy satisfactoriamente los requerimientos de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida normados por FEMA 356.
- El desempeño sísmico de la estructura del Caso 3 muestra derivas inelásticas menores al 2% admisible, con cortantes reactivos a la base menores que los del Caso 3, por lo que su desempeño cumple con la mayor economía posible con el objetivo de desempeño de Seguridad de Vida al Sismo de Diseño con periodo de retorno $T_r = 475$ años. Mientras, la estructura del Caso 2 excede los requerimientos mínimos del Sismo de Diseño y cumple también con requerimientos de Ocupación Inmediata a un sismo ocasional de periodo de retorno muy alto $200 < T_r < 475$ años.
- Comparando los costos de los Casos 2 y 3, se determina que la inversión inicial para la construcción de los elementos estructurales (columnas y vigas de hormigón armado) del Caso 3 representa un 30.16% más que el requerido para el Caso 2. Lo que corresponde a un monto diferencial de \$11244.29 dólares, debiéndose en gran parte a que la estructura del Caso 2 es un sistema estructural diseñado para un mejor desempeño sísmico.

- Los análisis comparativos en costos solo involucran elementos estructurales de viga y columnas, y no toma en cuenta losas de entrepisos, mampostería, instalaciones eléctricas y sanitarias y demás componentes que demanda una construcción en la etapa de una obra blanca; los que se asume de características y costos idénticos para ambos casos.

6.2. Recomendaciones

- Este trabajo de investigación demuestra que diseñar formas irregulares en una edificación (Caso 2) con apego a la norma ecuatoriana, resulta más costoso que diseñar estructuras con configuraciones de tipo regular (Caso 3), por lo que se recomienda diseñar estructuras regulares.
- El estudio propone un caso estructural genérico conocido como Caso 3, en el que se establecen las ventajas de un diseño estructural de tipo regular y económica, tales como: derivas menores al 2% permisible, ausencia de torsión, disipación de energía por su redundancia de sus ejes resistentes a fuerzas sísmicas; sin embargo, se recomienda realizar un Análisis Dinámico No Lineal, para la comparación más profunda del desempeño sísmico de los Caso 2 y 3, y un estudio económico que investigue las ventajas financieras de la estructura del Caso 2, la que aunque tiene una inversión inicial mayor puede sostener costos menores de reparación post-terremoto, por su mejor desempeño.
- Independientemente de la configuración estructural que se escoja al momento de construir una edificación, se tiene que tomar en cuenta dos factores importantes; cuales son: el desempeño y el monto económico, en cuanto a esta última, siempre y cuando el diseño sísmico sea el correcto y este en

cumplimiento con las normas correspondientes, es recomendable, por economía, construir con una configuración estructural regular.

¿Es recomendable construir estructuras de tipo regular y económicas cuyo desempeño sísmico está en el límite mínimo permitido por la norma NEC-SE-DS-2015?

Si, pero existe una desventaja a largo plazo. Si llegase a ocurrir un terremoto mayor que un Sismo de Servicio, los costos de reparación pueden ser elevados y la única ventaja sería su costo de construcción inicial y no su reparación. Mientras que construir una estructura como el Caso 2, las ventajas a largo plazo serían costos menores en reparación debido a que los daños de rehabilitación son pequeños. Por eso, no en todos los casos se puede satisfacer costo y desempeño de una estructura al mismo tiempo. No obstante, cumplir con el desempeño sísmico mínimo es mandatorio y el costo no puede reducirse por debajo de la satisfacción del desempeño sísmico mínimo.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2003). Análisis sísmico por desempeño. *Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, 342.
- ATC. (1996). *Applied Technology Council*. California.
- Berry, M. P., Lehman, D. E., & Lowes, L. N. (2008). Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns. *ACI Structural Journal*, 105(3), 270.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra. *Earthquake spectra*, 17(1), 47-64.
- Chunga, K., Quiñónez, M., Huaman, F., Besenzon, D., Mulas, M., Garcés, D., . . . Michetti, A. (2016). Geología de terremotos y tsunamis. *Universidad Estatal de la Península de Santa Elena, UPSE. Sección Nacional del Ecuador del Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH*, 31.
- FEMA-356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency. *Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA*.
- FEMA-440. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA*.
- García García, A. P., & Chóez Franco, J. F. (2019). *Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de hormigón armado, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la asociación Estadounidense de Ingenieros Civiles; ACI 318-14 del Instituto Estadounidense del hormigón armado*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2019.,
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., Echary, H. E., Mastrapa, J. C., & Pico, O. (1998). Effect of column parameters on FRP-confined concrete. *Journal of Composites for construction* 2(4), 175-185.
- Muñoz, E., Ruiz, D., Prieto, J., & Ramos, A. (2017). Estimación de la Confiabilidad Estructural de una Edificación Indispensable Mediante Análisis No Lineales Estáticos de Pushover. *Tekhné*, 1(9), 65-77.
- NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente. 48-51.
- NEC-SE-RE. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras. 20-21.

- Orellana Román, G. A., & Parra Mora, J. L. (2017). *Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporricado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (nec-se-re, 2015)* (U. d. Cuenca Ed.). Cuenca.
- Paredes Azaña, M. Á. (2016). Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*: John Wiley & Sons.
- Paulay, T., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1978). *Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions*. Paper presented at the Journal Proceedings.
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
- Situaci, & Regi. (2008). Análisis no lineales de hormigón Armado.
- Spoelstra, M. R., & Monti, G. J. J. o. c. f. c. (1999). FRP-confined concrete model. *Journal of composites for construction*, 3(3), 143-150.
- Toutanji, H. (1999). Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets. *Materials Journal*, 96(3), 397-404.

ANEXOS

Anexo A

Cargas de tipo sobreimpuestas (CM-CV) aplicadas al Caso estructural 2

Gráfico 33

Carga sobreimpuesta CM distribuida en los Pórticos 1 y 2

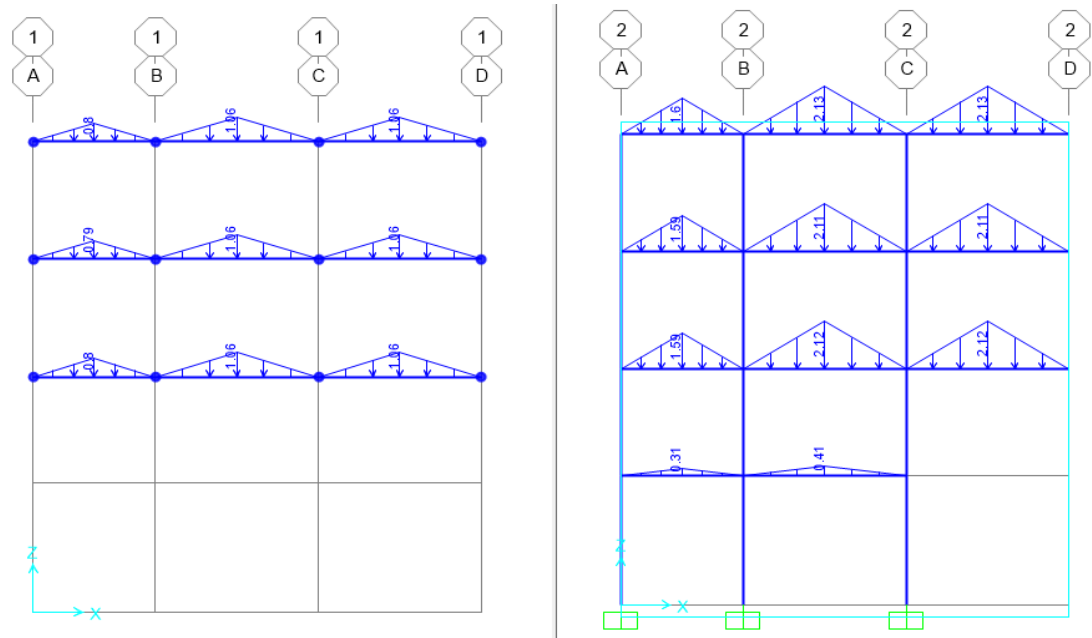


Gráfico 34

Carga sobreimpuesta CM distribuida en los Pórticos 3 y 4

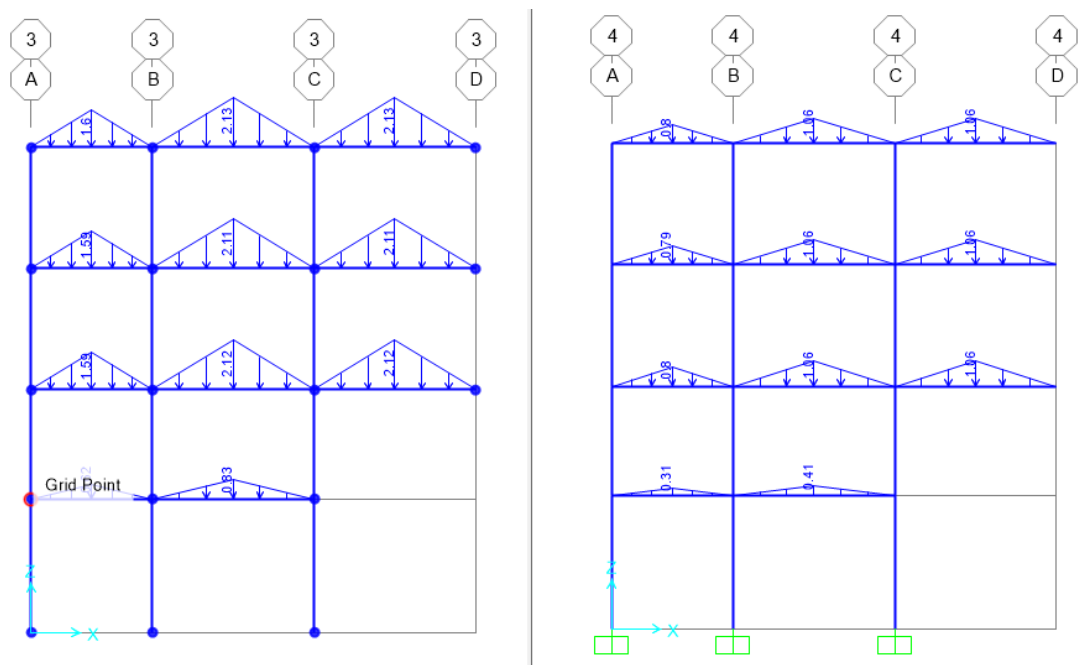


Gráfico 35

Carga sobrepuesta CM distribuida en los Pórticos A y B

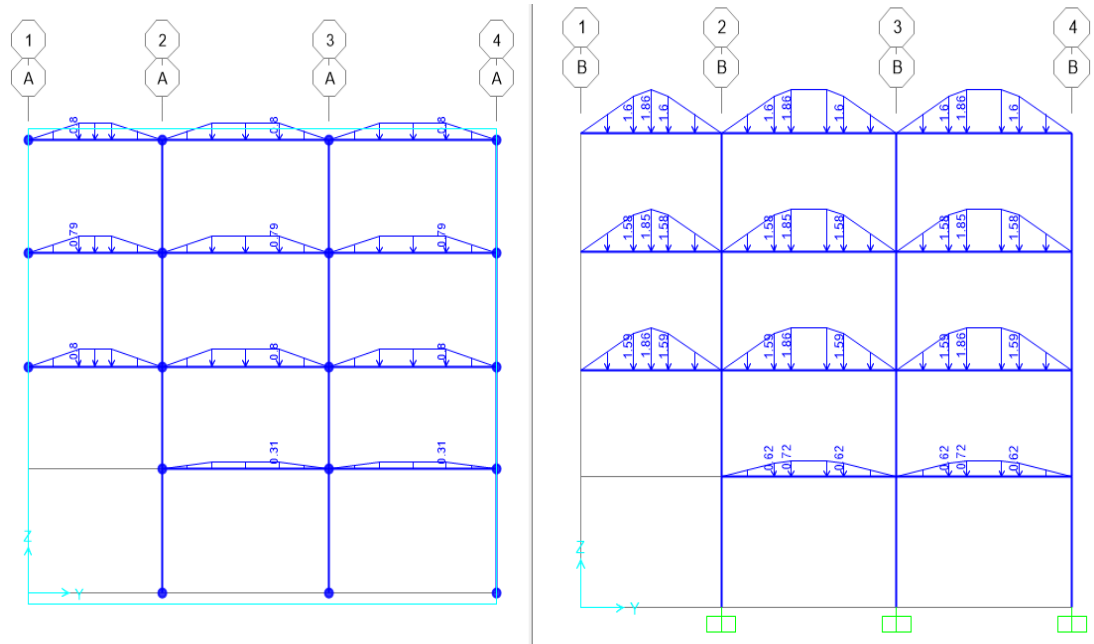


Gráfico 36

Carga sobrepuesta CM distribuida en los Pórticos C y D

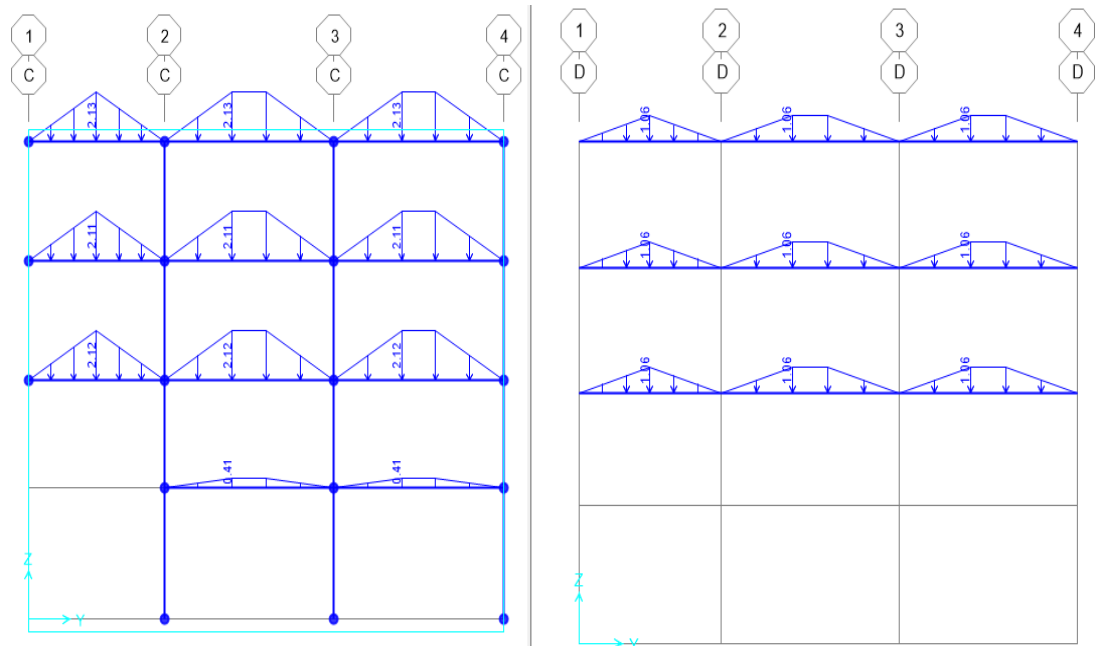


Gráfico 37

Carga sobrepuesta CV distribuida en los Pórticos 1 y 2

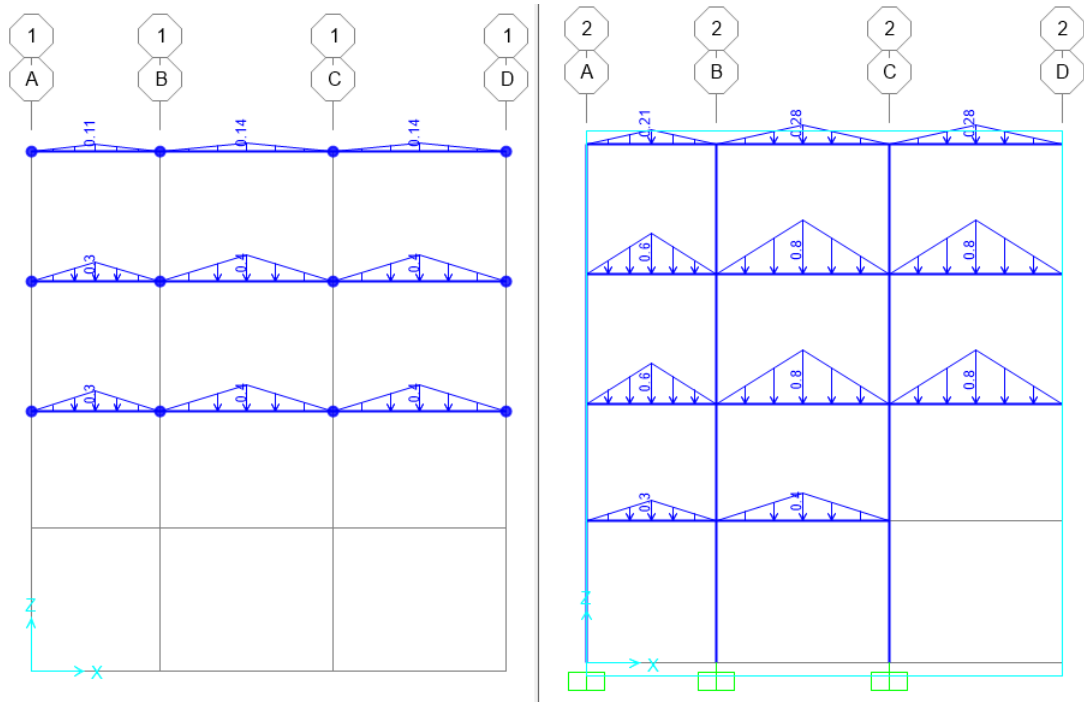


Gráfico 38

Carga sobrepuesta CV distribuida en los Pórticos 3 y 4

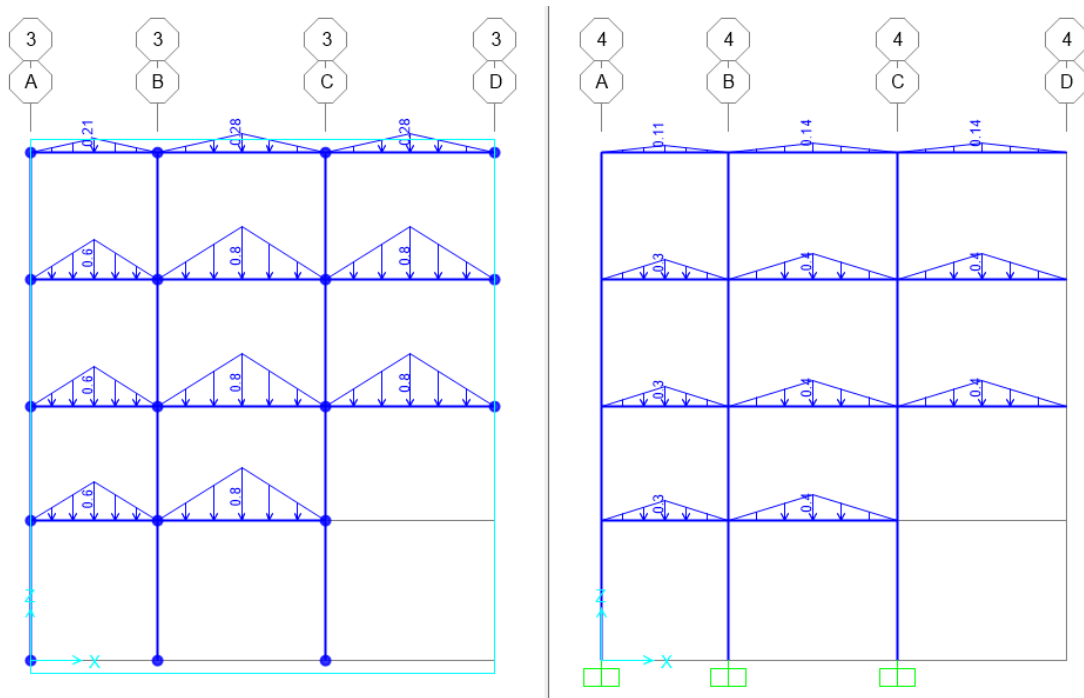


Gráfico 39

Carga sobrepuesta CV distribuida en los Pórticos A y B

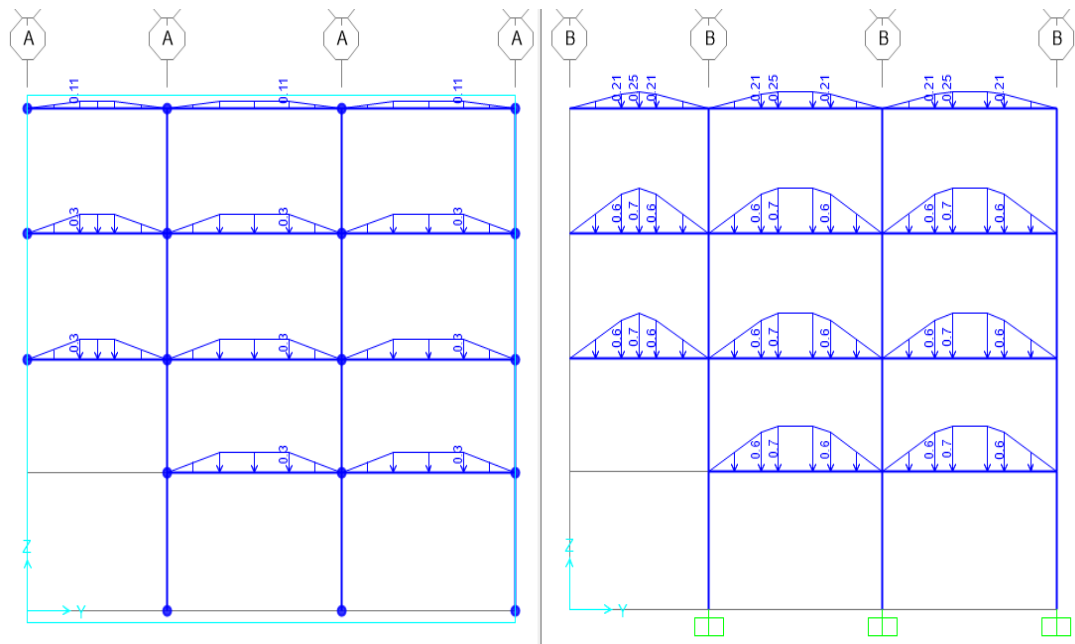
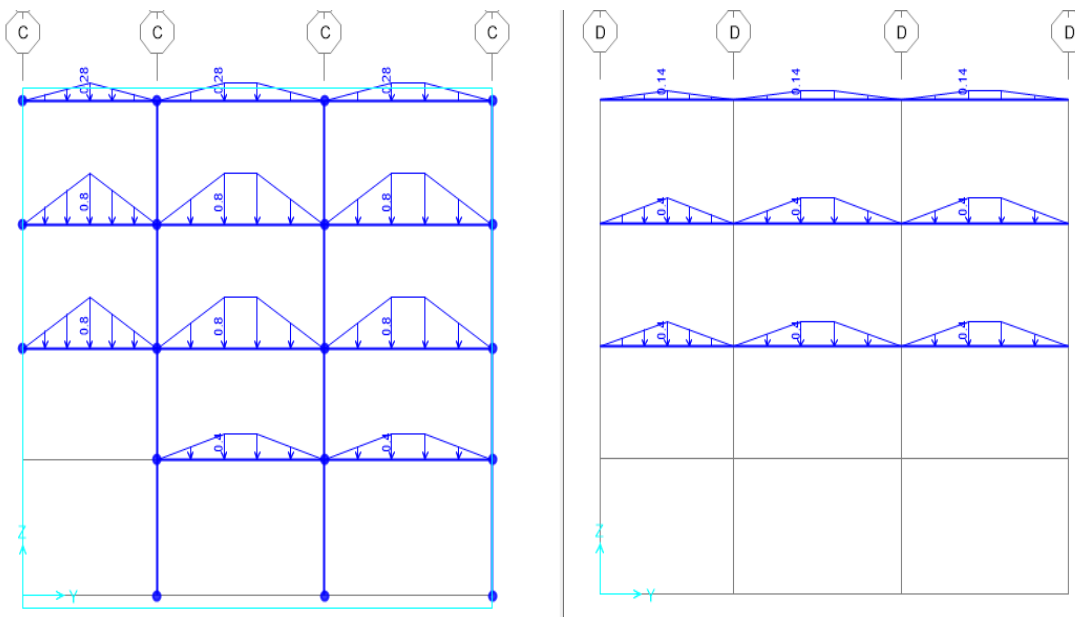


Gráfico 40

Carga sobrepuesta CV distribuida en los Pórticos C y D



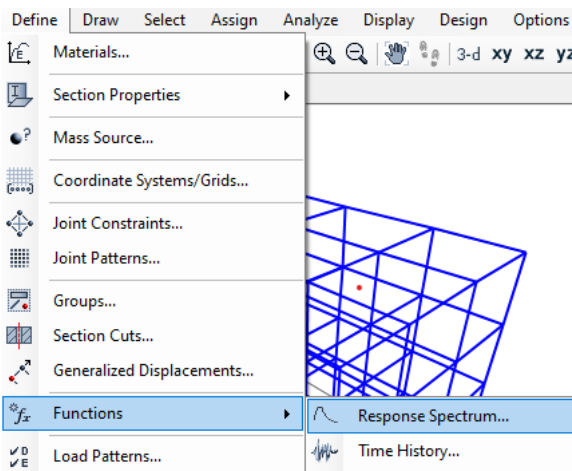
Anexo B

Manual para la Modelación del Análisis Modal Espectral

1. Para insertar el espectro de respuesta elástico obtenido en la sección 3.3.4, se selecciona la función DEFINE en la barra de herramientas, para luego elegir la opción FUNCTIONS y finalmente RESPONSE SPECTRUM

Gráfico 41

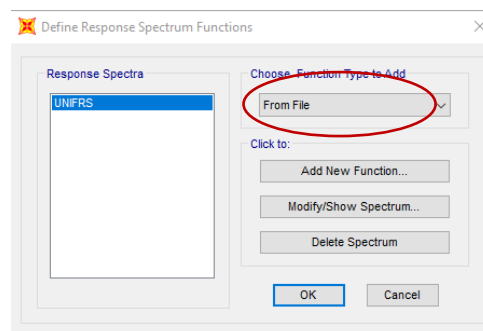
Paso 1 para la aplicación del Espectro de Respuesta de Respuesta Inelástico



2. Existe dos maneras de asignar un espectro de respuesta, que son desde el sistema “FROM FILE”, una vez creado mediante una hoja Excel o definirlo mediante la función “ECUADOR NORMA NEC-SE-DS 2015”, ambas funciones el programa las puede asignar.
3. Para este caso lo definiremos mediante FROM FILE (desde el sistema), luego ADD NEW FUNCTION.

Gráfico 42

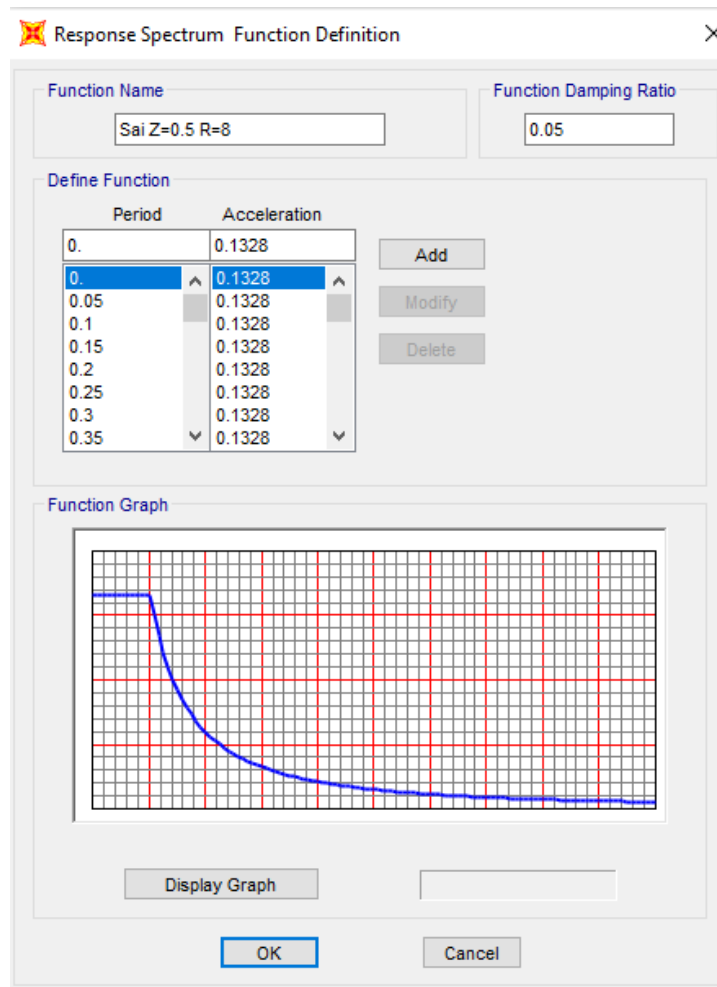
Paso 2 para la aplicación del Espectro de Respuesta de Respuesta Inelástico



- Una vez seleccionado el paso 3, escogemos la opción PERIOD vs VALUE, para luego elegir BROWSE (Navegador) y escogemos el espectro creado en una hoja electrónica convertido en un Bloc de notas.

Gráfico 43

Paso 3 para la aplicación del Espectro de Respuesta de Respuesta Inelástico



- Una vez definido el espectro inelástico, se debe seleccionar la opción “CONVERT TO USER DEFINED” para que el modelo adquiriera el comportamiento modal espectral.
- Luego se deben definir los casos de cargas relacionados al espectro de respuesta, que serán los casos de carga sísmica Ex y Ey.
- Para ello se deberá Seleccionar la opción “Define”, luego “Add New Loads Case” y modificar los parámetros de diseño mostrados en el Gráfico 44.

Gráfico 44

Paso 5-Definición del Caso de Carga Ex de Tipo Modal Espectral

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Ex

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: SRSS

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Sai Z=0.5 R=8	9.81
Accel	U1	Sai Z=0.5 R=8	9.81

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

- De igual manera se procede a definir el caso de carga Ey
- Por consiguiente, se modifica el caso de carga Modal, para establecer los modos de participación suficientes que abarquen el 100% de su comportamiento modal.

Gráfico 45

Paso 6- Definición de los modos participativos en el Caso Modal Espectral

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL

Load Case Type: Modal

Type of Modes: Eigen Vectors

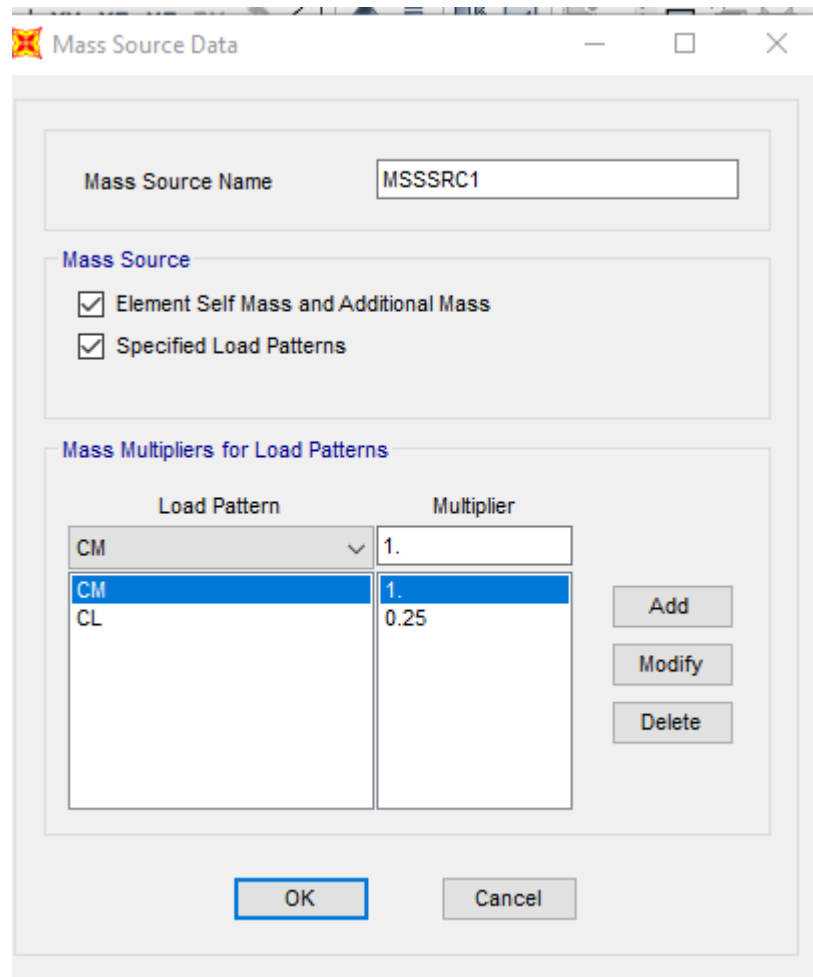
Number of Modes: Maximum Number of Modes: 76, Minimum Number of Modes: 1

Other Parameters: Frequency Shift (Center): 0, Cutoff Frequency (Radius): 0, Convergence Tolerance: 1.000E-09

10. Por último, se procederá a definir la carga sísmica reactiva, ubicándose en la opción “Define”, luego “Mass Source” y aparecerá una ventana en el que se definirá la carga reactiva $D + 0.25L$.
11. Escogemos la opción “Add New Mass sources” y definimos los parámetros descritos en el Gráfico 46.

Gráfico 46

Paso 7- Definición de la carga reactiva participativa del Caso 2.



12. Una vez finalizado los pasos mencionados anteriormente procedemos a correr el modelo, para la presentación de las formas de vibración, sus masas participativas, y los periodos fundamentales de vibración, resultados ejemplificadas presentados en los Gráficos 47 y 48 para el Caso estructural 2 y en las gráficas 49 y 50 para el Caso 3.

Gráfico 47

Modos y periodos de vibración en la dirección X de Análisis del Caso 2.

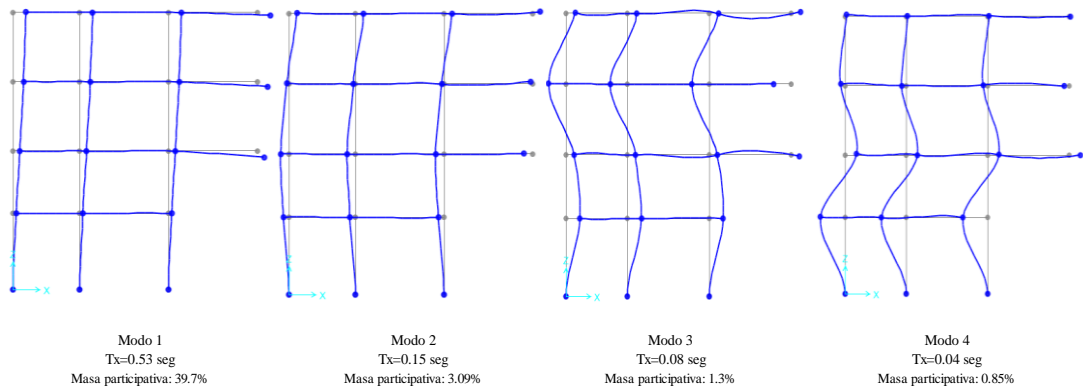


Gráfico 48

Modos y periodos de vibración en la dirección Y de Análisis del Caso 2.

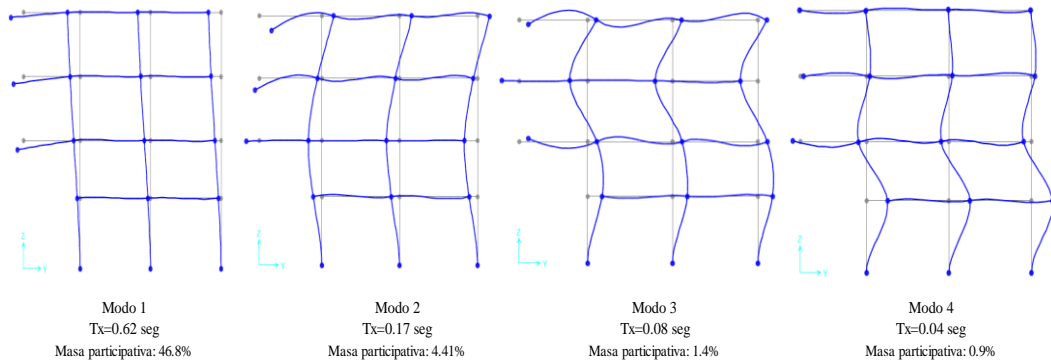


Gráfico 49

Modos y periodos de vibración en la dirección X de Análisis del Caso 3.

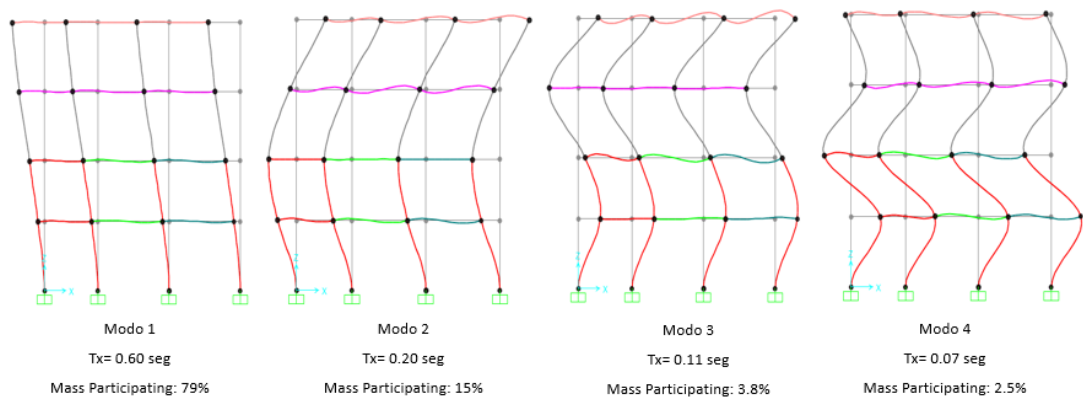
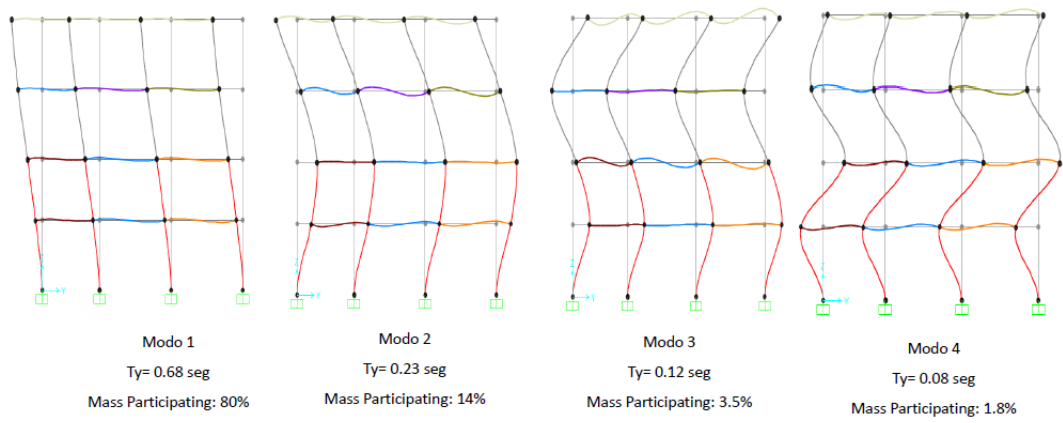


Gráfico 50

Modos y periodos de vibración en la dirección Y de Análisis del Caso 3.



Anexo C

Diseño Estructural de los Sistemas de Pórticos Resistentes a Momentos pertenecientes a los Casos 2 y 3.

Gráfico 51

Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 4 y 3 del Pórtico 3 crítico en la dirección X del Caso 2.

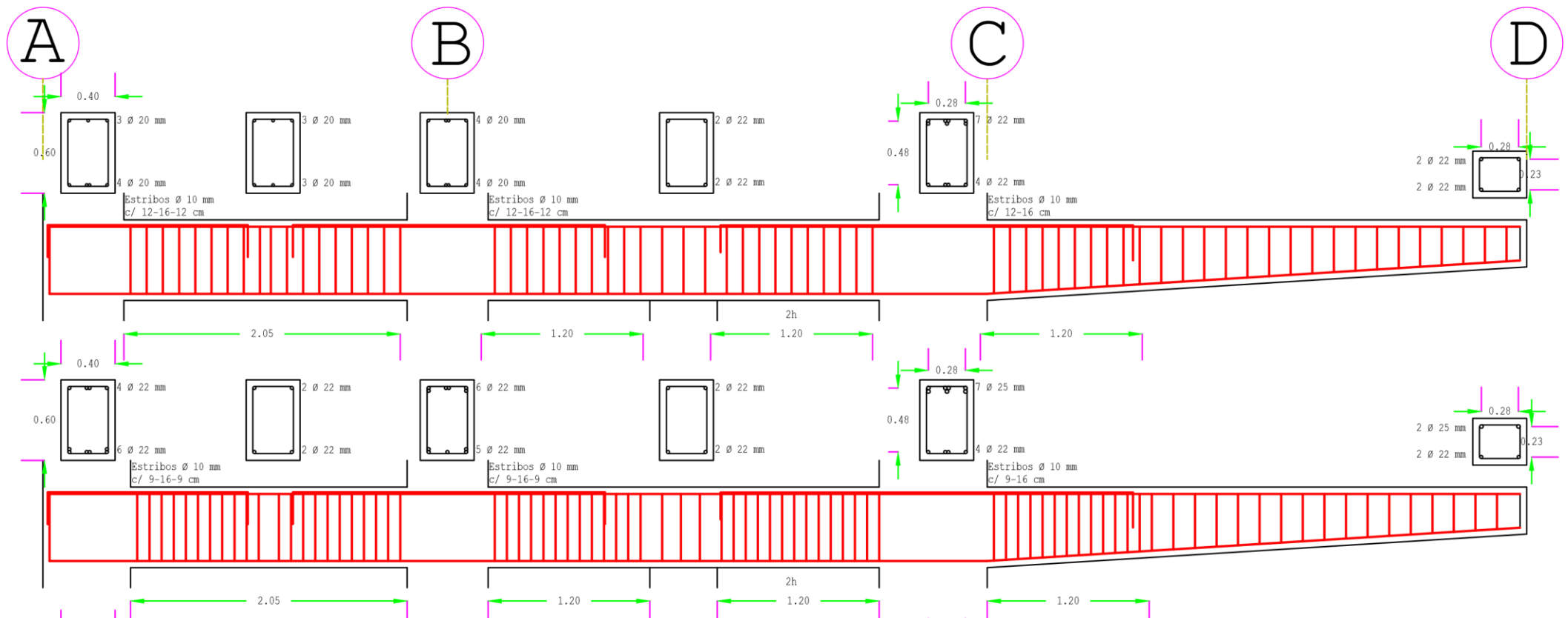


Gráfico 52

Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 2 y 1 del Pórtico 3 crítico en la dirección X del Caso 2.

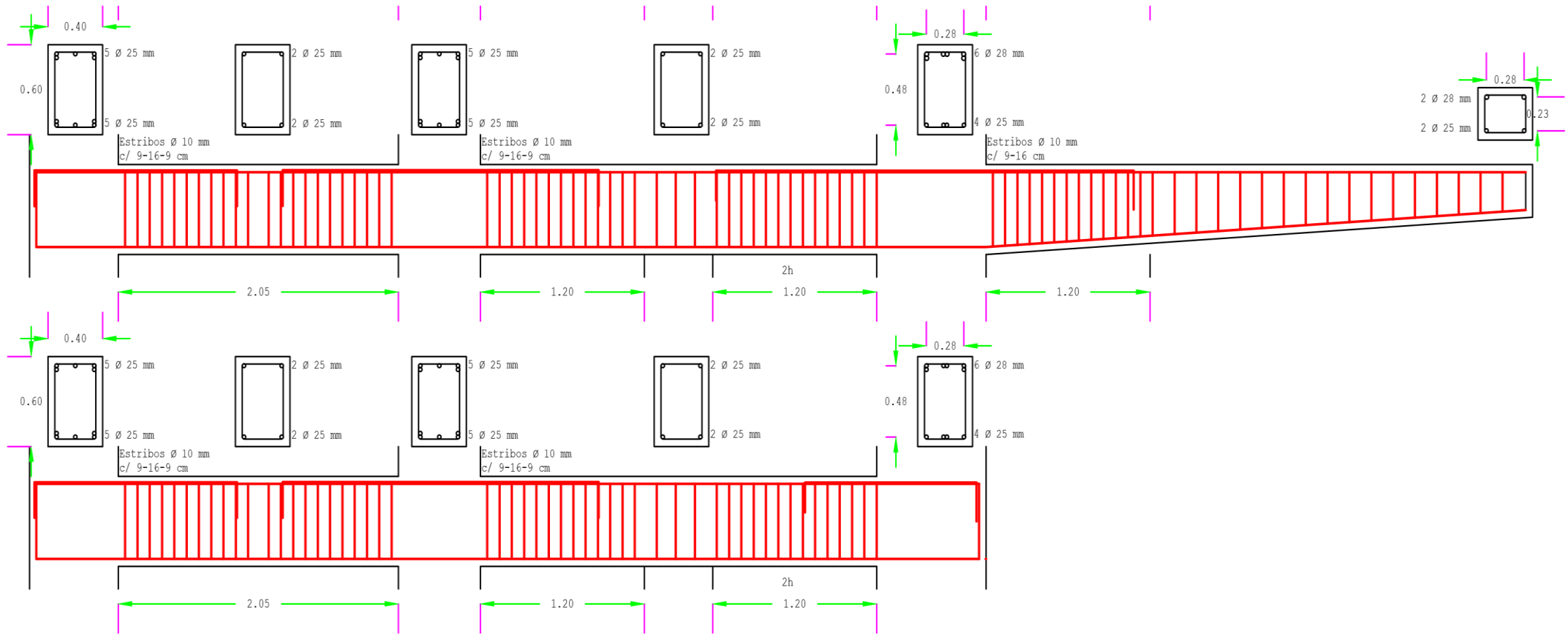


Gráfico 53

Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 4 y 3 del Pórtico C crítico en la dirección Y del Caso 2.

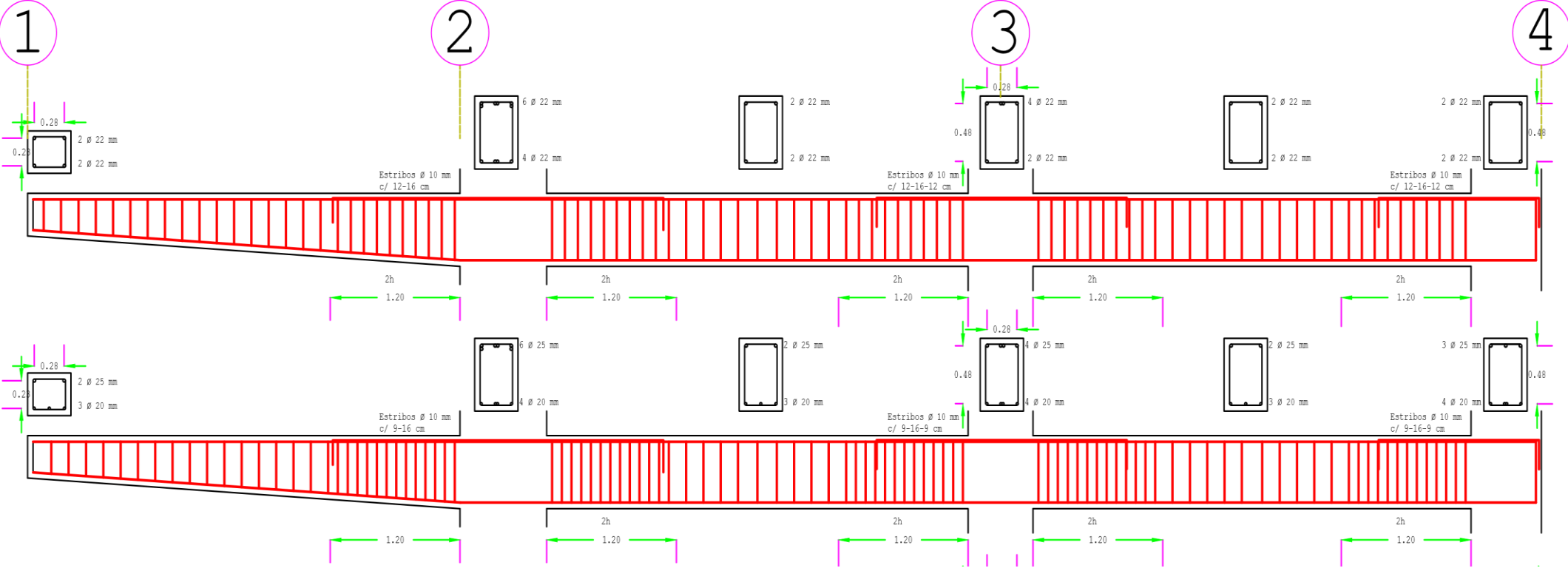


Gráfico 54

Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 2 y 1 del Pórtico C crítico en la dirección Y del Caso 2.

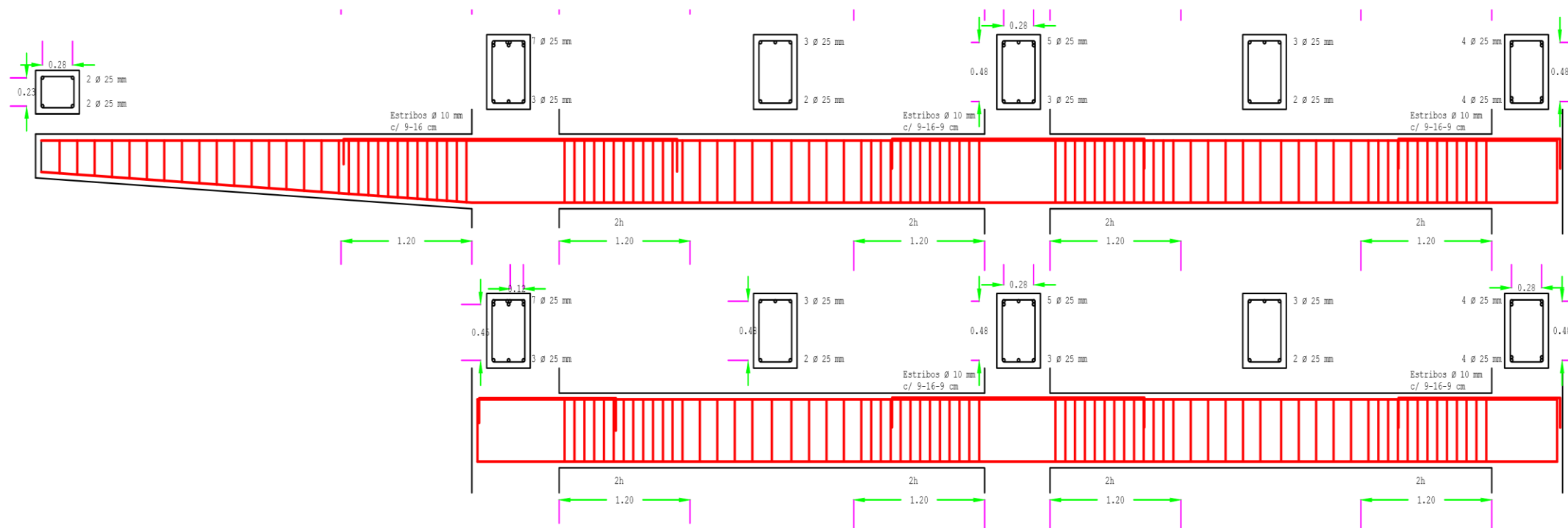


Gráfico 55

Detallamiento Estructural en vigas de la Planta 4, 3, 2 (P2=P1) del Pórtico 3 crítico en la dirección X del Caso 3.

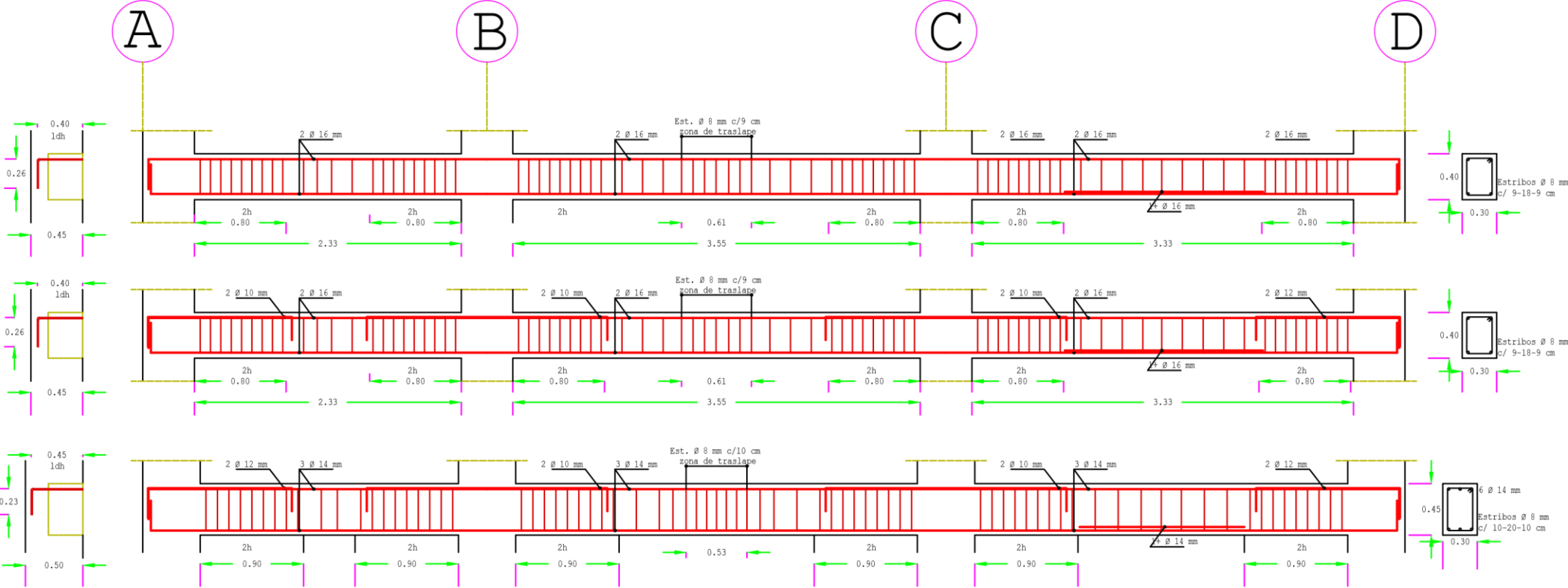
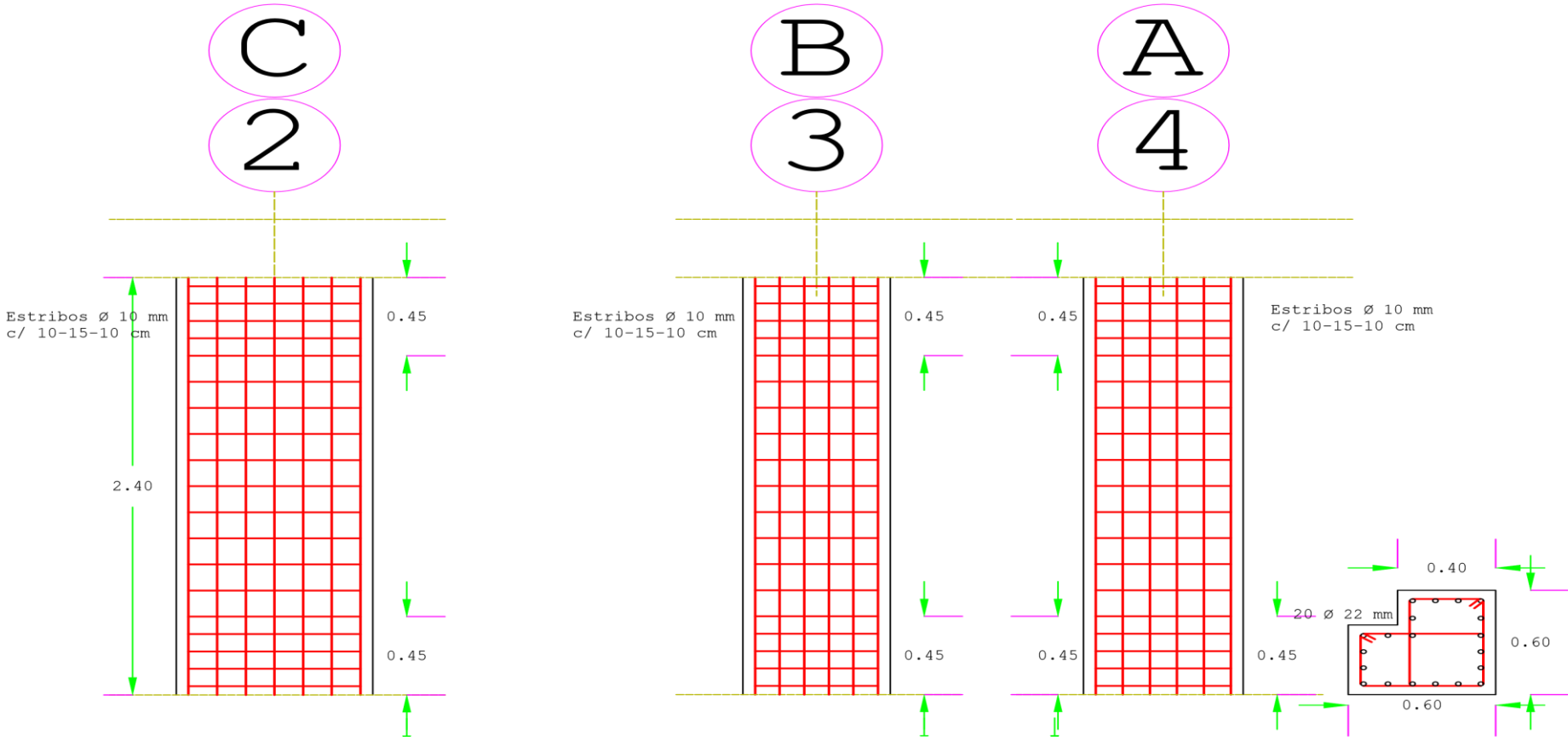


Gráfico 57

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 4, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2



Nota: Considere el detallamiento estructural de las columnas de los ejes 2, 3, C y B del piso 3

Gráfico 58

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 3, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2

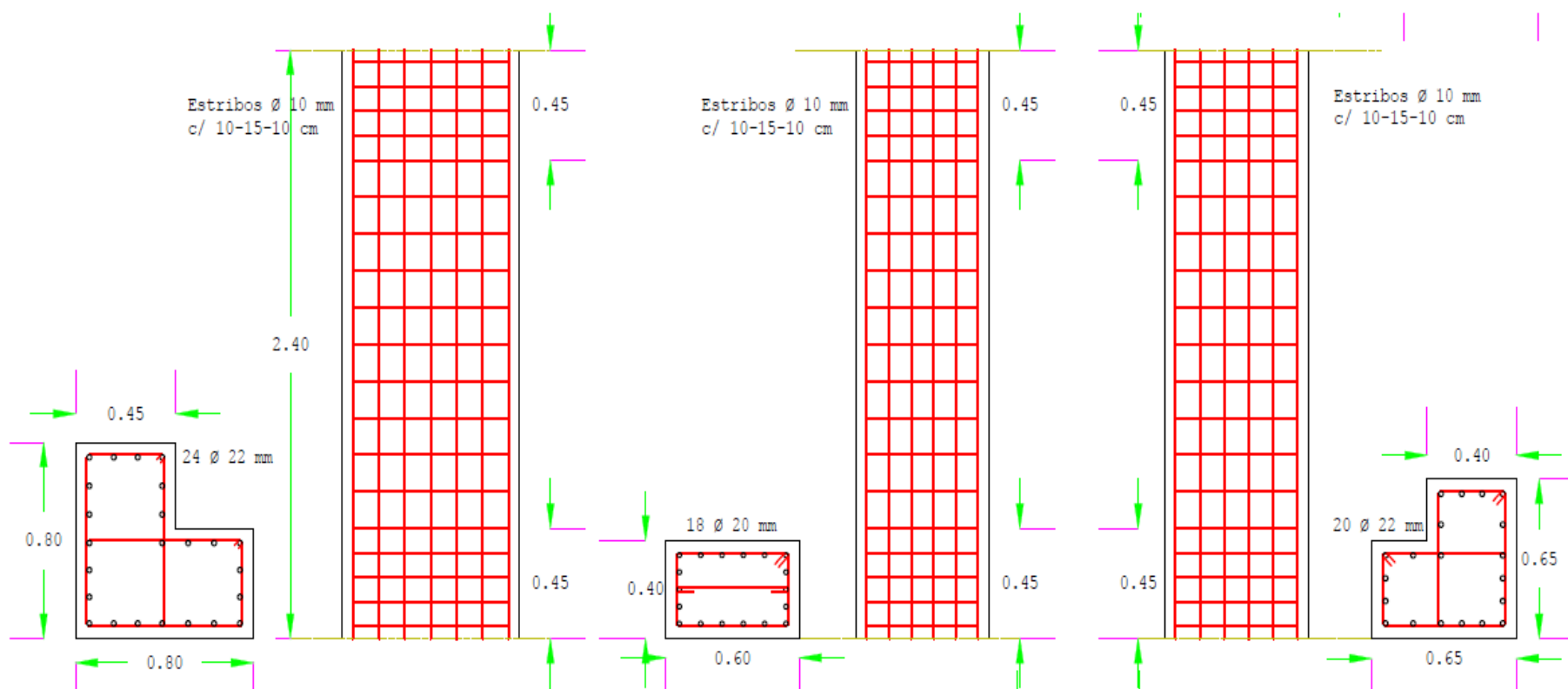
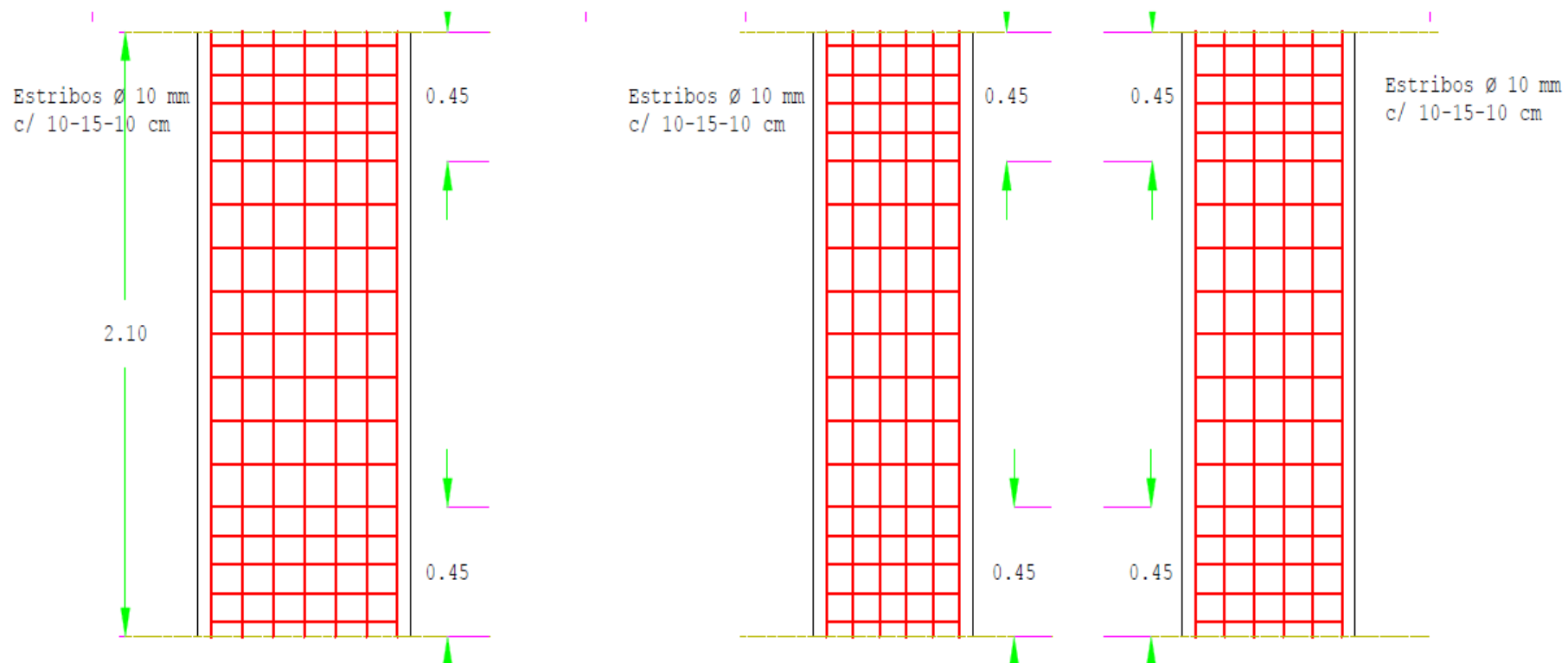


Gráfico 59

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 2, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2



Nota: Considere el detallamiento estructural de las columnas de los ejes 2, 3, C y B del piso 1

Gráfico 60

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 1, para pórticos críticos en ambas direcciones X e Y correspondiente al Caso 2

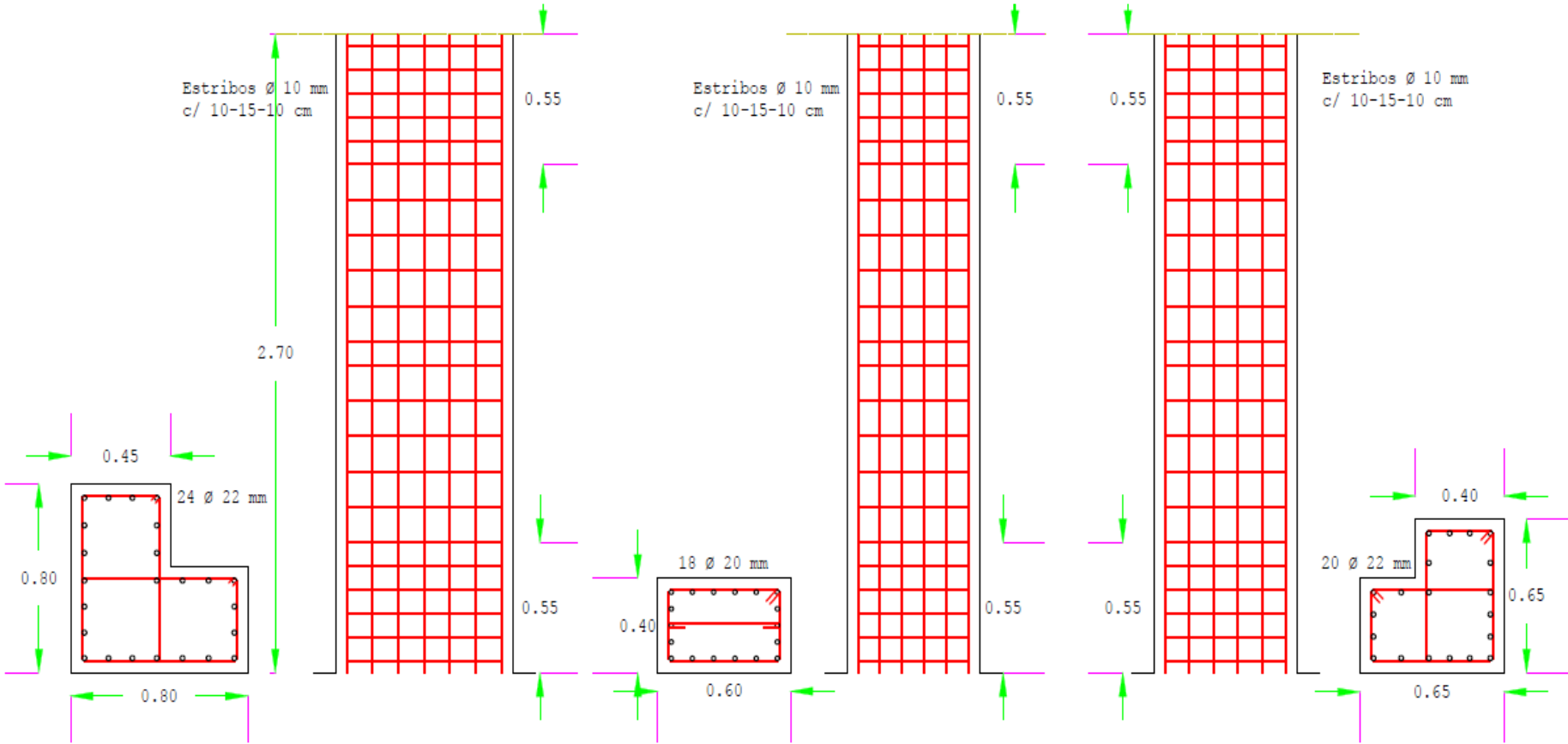


Gráfico 61

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 4, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3

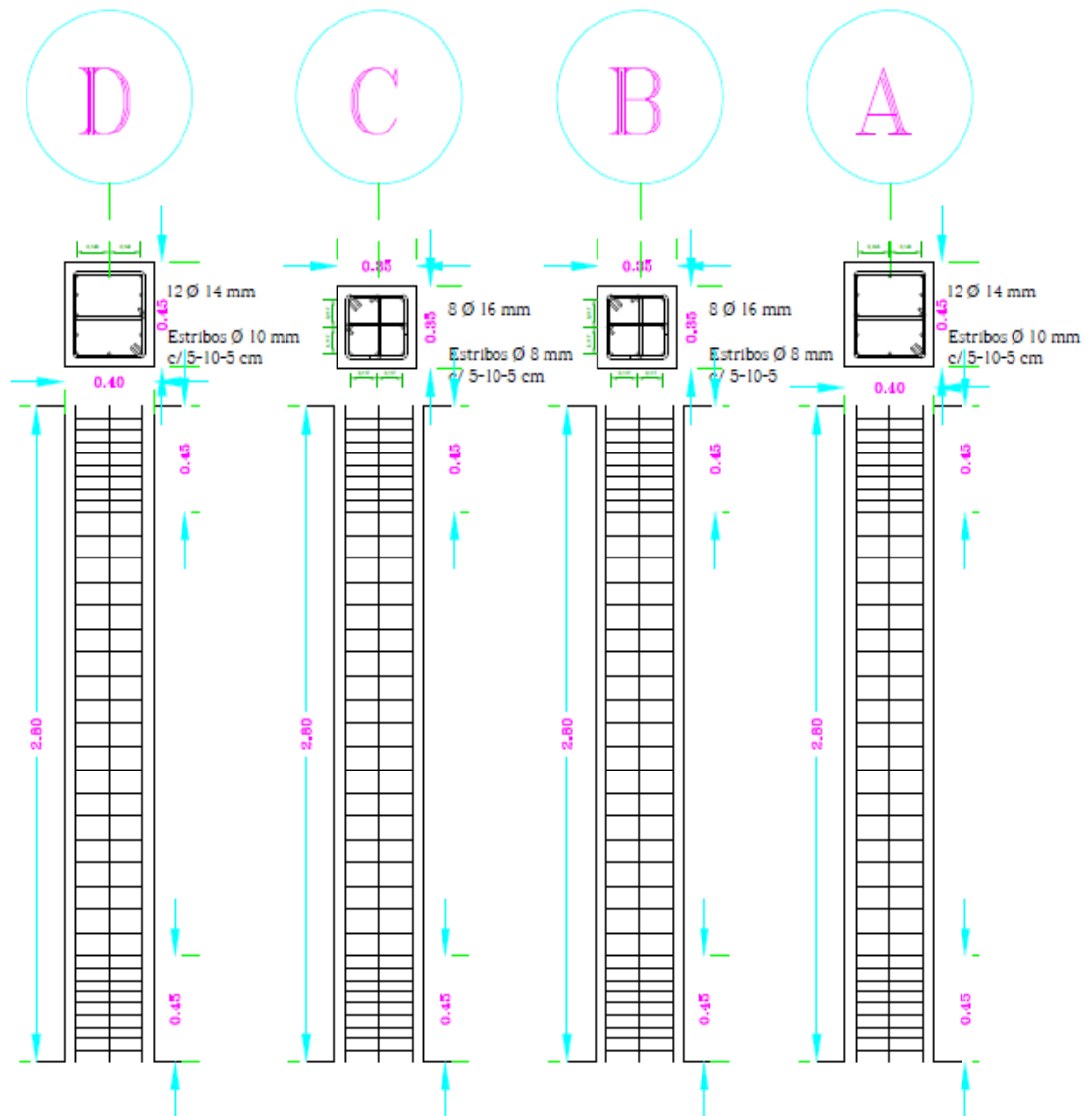


Gráfico 62

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 3, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3

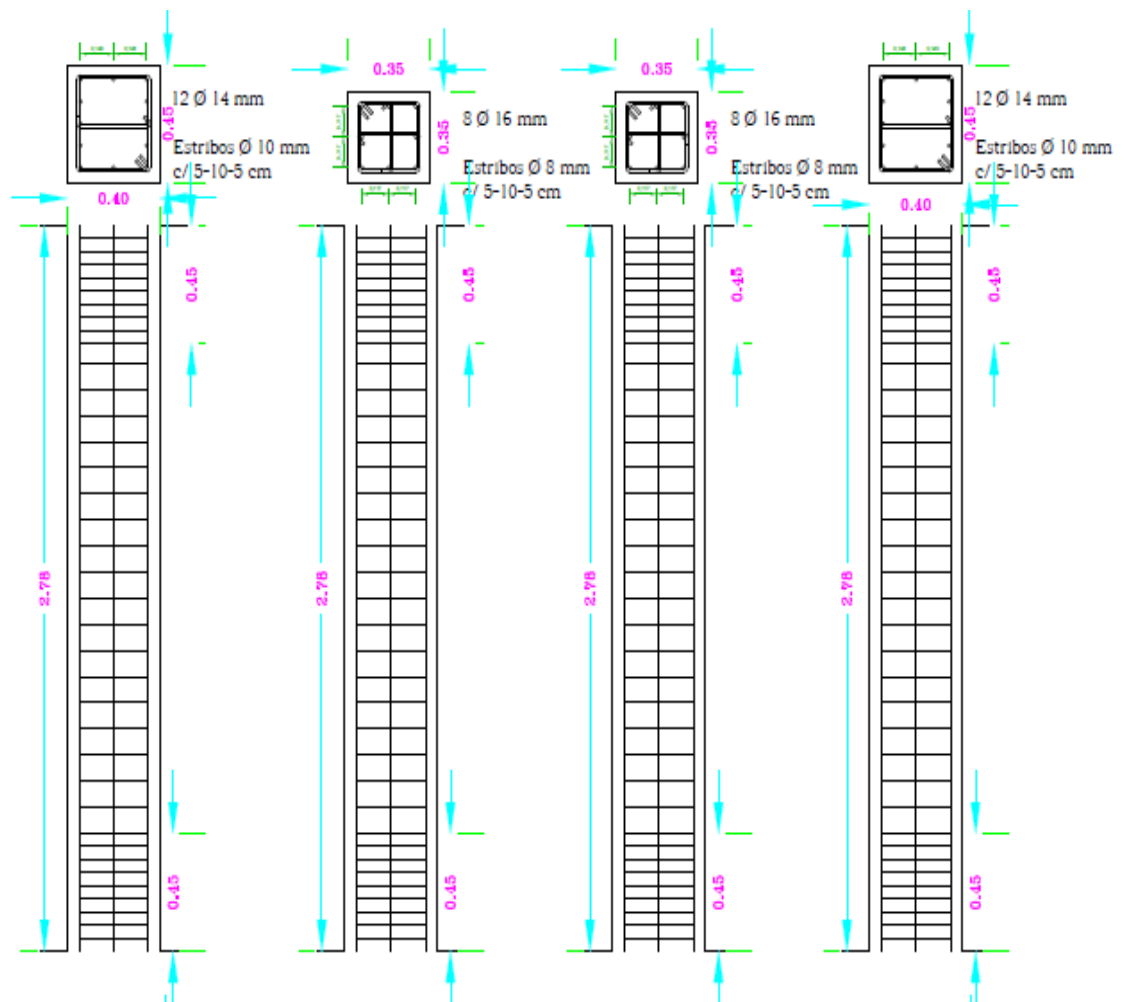


Gráfico 63

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 2, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3

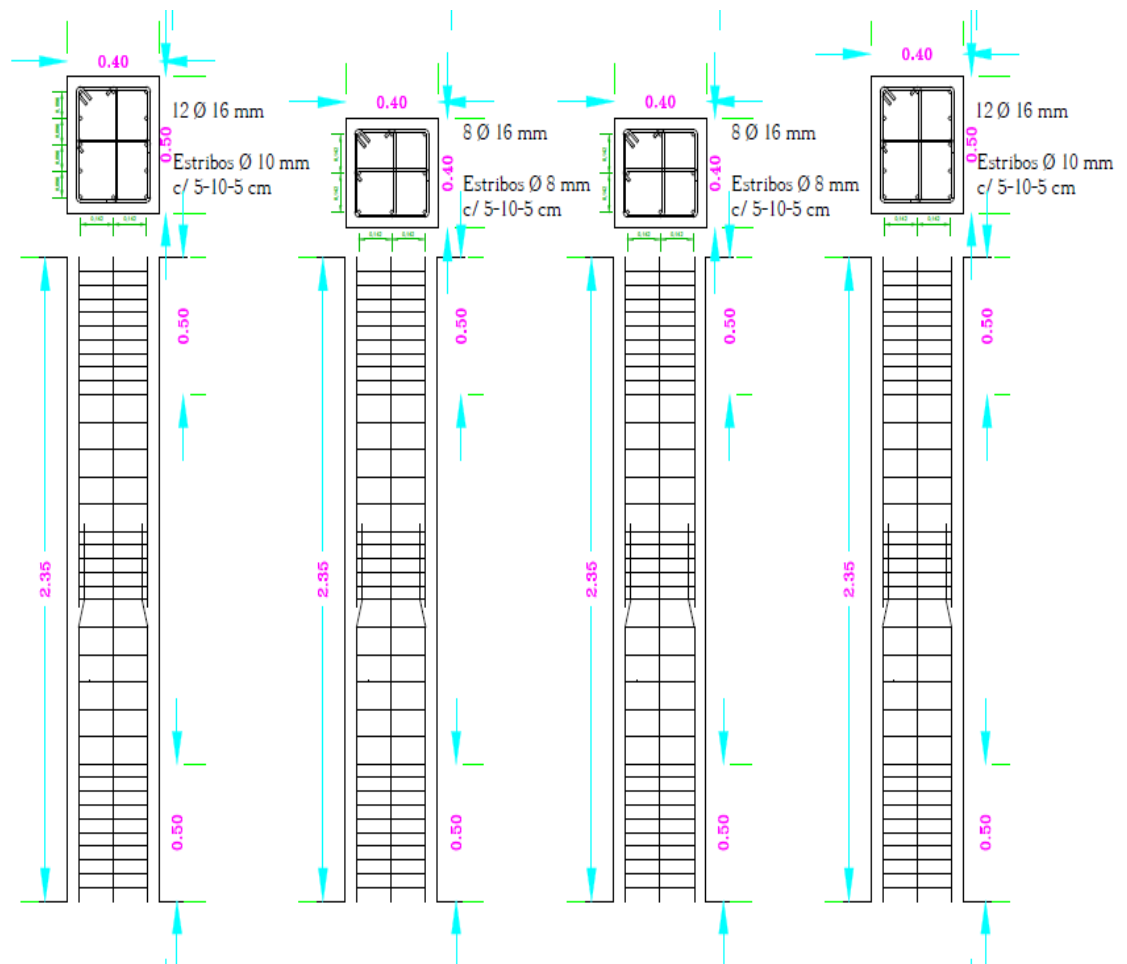
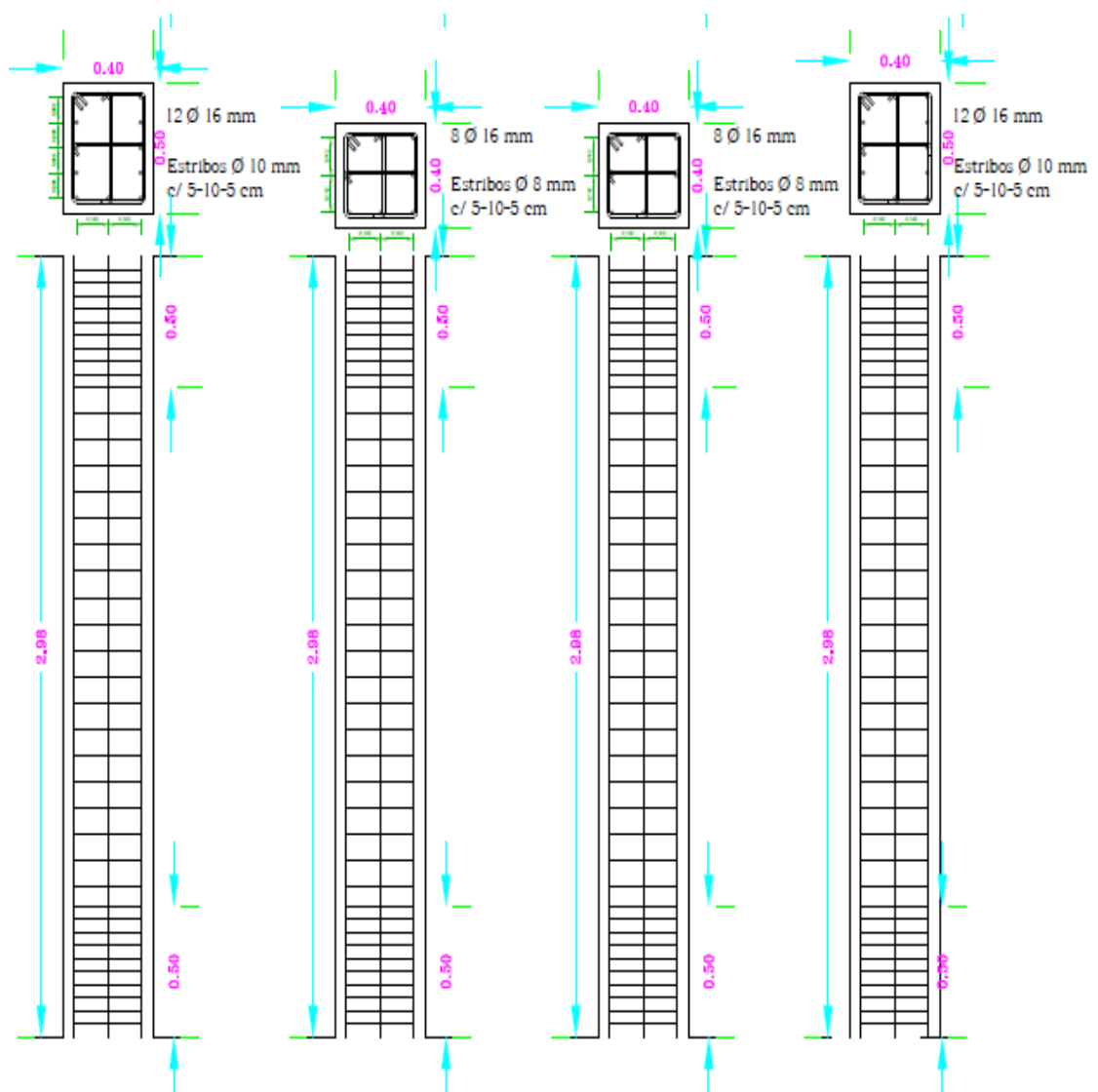


Gráfico 64

Detallamiento Estructural en columnas de la Planta 1, para pórticos 2 y 3 en la dirección X y para pórticos B y C en la dirección Y correspondiente al Caso 3



Anexo D

Niveles de Desempeño Sísmico

Verificación del Nivel de Desempeño mediante mecanismos plásticos (Rotulas plásticas) aplicados a los Casos Estructurales 1 y 2.

Tabla 50

Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección X del Caso 1.

TABLE: Pushover Capacity Curve												
Load Case	Step	Displacement	Base Force	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text		cm	Tonf									
PUSH X	0	0.8259	0.00	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	1	0.8377	0.20	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	2	0.8836	0.99	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	4	0.8663	0.69	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	5	0.8390	0.22	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	6	0.8727	0.80	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	7	0.8541	0.48	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	8	0.8841	1.00	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	9	0.8468	0.36	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	10	0.8845	1.01	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	11	0.8642	0.66	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	12	0.8850	1.02	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	13	0.8738	0.82	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	14	0.8855	1.02	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	15	0.8792	0.92	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	16	0.8842	1.00	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	17	0.8815	0.96	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	18	0.8860	1.03	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	19	0.9177	1.58	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	20	0.8944	1.18	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	21	0.9061	1.38	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	22	0.8998	1.27	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH X	23	0.9033	1.33	227	8	11	0	0	6	0	0	222

Tabla 51*Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección Y del Caso 1.*

TABLE: Pushover Capacity Curve												
Load Case	Step	Displacement	Base Force	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text		cm	Tonf									
PUSH Y	0	-0.7417	0.00	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH Y	1	-0.7417	0.00	227	8	11	0	0	6	0	0	222
PUSH Y	2	1.8587	35.71	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	3	1.7577	34.32	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	4	1.8592	35.71	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	5	1.8701	35.86	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	6	1.8310	35.32	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	7	1.8705	35.87	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	8	1.8927	36.17	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	9	1.8762	35.94	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	10	1.8932	36.18	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	11	1.9105	36.41	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	12	1.8767	35.95	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	13	1.8773	35.96	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	14	1.8773	35.96	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	15	1.8773	35.96	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	16	1.8425	35.48	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	17	1.8651	35.79	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	18	1.8651	35.79	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	19	1.8653	35.79	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	20	1.7479	34.17	225	10	10	0	0	7	0	0	222
PUSH Y	21	1.7487	34.18	225	10	10	0	0	7	0	0	222

Tabla 52*Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección X del Caso 2.*

TABLE: Pushover Capacity Curve												
LoadCase	Step	Displacement	Base Force	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text		cm	Tonf									
PUSH X	0	0.389	0.000	222	0	0	0	0	0	0	0	222
PUSH X	1	3.747	164.714	220	2	0	0	0	0	0	0	222
PUSH X	2	5.482	230.240	201	21	0	0	0	0	0	0	222
PUSH X	3	7.725	270.343	181	41	0	0	0	0	0	0	222
PUSH X	4	11.560	306.238	170	43	9	0	0	0	0	0	222
PUSH X	5	14.624	321.452	163	31	26	2	0	0	0	0	222
PUSH X	6	15.798	324.011	161	31	26	4	0	0	0	0	222
PUSH X	7	18.362	331.560	155	30	30	7	0	0	0	0	222
PUSH X	8	21.504	337.958	152	26	30	13	1	0	0	0	222
PUSH X	9	22.122	337.937	152	25	30	14	1	0	0	0	222
PUSH X	10	23.926	341.929	150	21	34	15	1	1	0	0	222
PUSH X	11	25.343	343.250	150	19	34	14	2	3	0	0	222
PUSH X	12	27.161	346.237	149	19	32	10	2	10	0	0	222
PUSH X	13	27.964	346.523	149	17	31	12	1	12	0	0	222
PUSH X	14	29.619	348.060	147	16	32	12	1	14	0	0	222
PUSH X	15	30.463	348.021	147	15	33	9	3	15	0	0	222
PUSH X	16	31.668	348.790	145	16	31	11	2	17	0	0	222
PUSH X	17	31.677	346.931	145	16	31	11	2	17	0	0	222
PUSH X	18	31.686	347.068	145	16	31	11	2	17	0	0	222
PUSH X	19	31.744	347.427	145	16	31	11	1	18	0	0	222
PUSH X	20	31.832	347.581	145	15	32	10	2	18	0	0	222
PUSH X	21	32.187	347.822	145	15	32	10	2	18	0	0	222
PUSH X	22	32.188	346.457	145	15	32	10	2	18	0	0	222
PUSH X	23	32.250	346.700	145	15	32	10	2	18	0	0	222
PUSH X	24	32.465	346.834	145	15	32	9	3	18	0	0	222
PUSH X	25	32.465	346.814	145	15	32	9	3	18	0	0	222
PUSH X	26	32.465	346.396	145	15	32	9	3	18	0	0	222
PUSH X	27	32.524	346.611	145	15	32	9	3	18	0	0	222
PUSH X	28	35.808	345.629	143	14	28	8	2	27	0	0	222
PUSH X	29	37.008	345.430	142	14	25	9	2	30	0	0	222
PUSH X	30	38.208	344.754	142	12	25	8	4	31	0	0	222
PUSH X	31	43.008	338.490	138	12	20	5	0	47	0	0	222
PUSH X	32	47.807	329.280	138	10	21	2	1	50	0	0	222
PUSH X	33	48.389	327.864	138	10	20	2	1	51	0	0	222

Tabla 53*Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección Y del Caso 2*

TABLE: Pushover Capacity Curve												
LoadCase	Step	Displacement	Base Force	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text		cm	Tonf									
PUSH Y	0	-0.3126	0	0	0	0	0	0	0	0	222	240
PUSH Y	1	4.4874	178.7616	222	0	0	0	0	0	0	0	222
PUSH Y	2	4.8158	190.9894	221	1	0	0	0	0	0	0	222
PUSH Y	3	7.8007	264.2385	200	22	0	0	0	0	0	0	222
PUSH Y	4	9.522	288.665	185	37	0	0	0	0	0	0	222
PUSH Y	5	15.3092	322.3431	169	32	18	3	0	0	0	0	222
PUSH Y	6	17.9016	333.4135	159	34	20	9	0	0	0	0	222
PUSH Y	7	20.1029	339.7758	154	32	22	14	0	0	0	0	222
PUSH Y	8	20.7913	340.9139	154	31	22	15	0	0	0	0	222
PUSH Y	9	21.4928	342.9242	152	30	23	17	0	0	0	0	222
PUSH Y	10	22.195	343.8805	152	28	23	19	0	0	0	0	222
PUSH Y	11	23.4213	346.4701	150	26	24	21	0	1	0	0	222
PUSH Y	12	23.886	346.9261	150	26	24	21	0	1	0	0	222
PUSH Y	13	25.9956	349.9904	148	25	21	24	2	2	0	0	222
PUSH Y	14	25.9958	349.9938	148	25	21	24	2	2	0	0	222
PUSH Y	15	26.6277	350.7018	148	23	23	24	0	4	0	0	222
PUSH Y	16	26.8821	351.2007	148	23	22	25	0	4	0	0	222
PUSH Y	17	26.8831	351.2175	148	23	22	25	0	4	0	0	222
PUSH Y	18	26.8836	349.7784	148	23	22	25	0	4	0	0	222
PUSH Y	19	28.2645	351.8455	146	22	24	22	3	5	0	0	222
PUSH Y	20	28.7018	352.2775	146	20	25	23	2	6	0	0	222
PUSH Y	21	28.9324	352.7542	145	21	25	23	1	7	0	0	222
PUSH Y	22	29.1681	352.8946	145	21	25	21	2	8	0	0	222
PUSH Y	23	29.9897	353.7602	145	20	24	23	0	10	0	0	222
PUSH Y	24	32.31	355.9403	143	20	23	20	4	12	0	0	222
PUSH Y	25	32.4996	355.9262	143	20	22	20	3	14	0	0	222
PUSH Y	26	32.6892	356.0029	143	20	22	20	2	15	0	0	222
PUSH Y	27	33.146	356.111	143	20	22	19	1	17	0	0	222
PUSH Y	28	34.6624	355.4367	141	18	23	20	1	19	0	0	222
PUSH Y	29	34.6967	355.0577	141	18	23	20	1	19	0	0	222
PUSH Y	30	34.9705	355.503	140	19	23	20	0	20	0	0	222
PUSH Y	31	35.2443	355.6509	140	19	23	18	2	20	0	0	222
PUSH Y	32	37.4348	355.2896	137	19	24	16	2	24	0	0	222
PUSH Y	33	39.6253	354.619	135	20	23	12	3	29	0	0	222
PUSH Y	34	39.6258	353.6375	135	20	23	12	3	29	0	0	222
PUSH Y	35	39.8107	353.863	135	20	23	12	2	30	0	0	222
PUSH Y	36	40.7352	353.6453	135	19	24	12	1	31	0	0	222
PUSH Y	37	42.2143	352.7576	135	18	24	10	3	32	0	0	222
PUSH Y	38	42.584	352.2433	135	15	26	10	2	34	0	0	222
PUSH Y	39	42.5845	351.9476	135	15	26	10	2	34	0	0	222
PUSH Y	40	43.158	351.54	134	16	25	9	2	36	0	0	222
PUSH Y	41	47.6874	343.4768	134	15	23	8	2	40	0	0	222

Tabla 54*Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección X del Caso 3*

Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement	aseForc	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	cm	Tonf									Unitless
0	0.00	0.00	320	0	0	0	0	0	0	0	320
0	1.70	64.80	320	0	0	0	0	0	0	0	320
1	2.28	86.98	318	2	0	0	0	0	0	0	320
2	3.94	135.44	284	36	0	0	0	0	0	0	320
3	5.75	156.16	247	73	0	0	0	0	0	0	320
4	8.19	170.05	222	94	4	0	0	0	0	0	320
5	10.88	177.04	212	88	20	0	0	0	0	0	320
6	11.55	178.09	209	77	34	0	0	0	0	0	320
7	11.73	178.27	208	75	37	0	0	0	0	0	320
8	16.62	180.46	208	16	95	1	0	0	0	0	320
9	22.84	185.43	208	0	35	70	6	1	0	0	320
10	23.27	185.77	208	0	35	66	7	4	0	0	320
11	24.95	186.63	208	0	26	53	16	17	0	0	320
12	25.51	186.79	208	0	23	44	20	25	0	0	320
13	25.76	186.83	208	0	23	41	15	33	0	0	320
14	26.12	186.84	208	0	22	32	22	36	0	0	320
15	26.37	186.86	208	0	22	28	19	43	0	0	320
16	26.85	186.75	208	0	20	25	9	58	0	0	320
17	27.39	186.55	208	0	19	23	5	65	0	0	320
18	27.77	186.31	208	0	19	22	0	71	0	0	320
19	28.04	186.20	208	0	18	22	0	72	0	0	320
20	30.08	184.83	208	0	16	22	0	74	0	0	320
21	32.09	183.64	208	0	16	8	0	88	0	0	320
22	39.49	176.23	208	0	16	0	0	96	0	0	320
23	48.30	168.34	208	0	14	0	0	98	0	0	320
24	49.60	167.26	208	0	9	0	0	103	0	0	320

Tabla 55*Nivel de Desempeño mediante mecanismo plástico en la Dirección Y del Caso 3*

Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement	Base									
		Force	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondF	Total
	cm	Tonf									Unitless
0	-0.01	0.00	320	0	0	0	0	0	0	0	320
0	2.05	59.87	320	0	0	0	0	0	0	0	320
1	3.25	94.89	317	3	0	0	0	0	0	0	320
2	5.16	138.29	282	38	0	0	0	0	0	0	320
3	7.87	160.18	244	76	0	0	0	0	0	0	320
4	8.76	164.12	228	92	0	0	0	0	0	0	320
5	9.88	167.26	219	99	2	0	0	0	0	0	320
6	10.05	167.55	218	98	4	0	0	0	0	0	320
7	11.93	170.00	212	85	23	0	0	0	0	0	320
8	14.18	171.80	212	45	63	0	0	0	0	0	320
9	14.95	172.63	208	46	66	0	0	0	0	0	320
10	23.47	177.77	208	2	86	18	4	2	0	0	320
11	24.04	178.30	208	2	81	13	8	8	0	0	320
12	25.68	179.21	208	0	68	10	7	27	0	0	320
13	26.19	179.38	208	0	58	10	5	39	0	0	320
14	26.43	179.39	208	0	53	11	1	47	0	0	320
15	28.00	179.12	208	0	49	10	3	50	0	0	320
16	28.64	179.08	208	0	45	13	2	52	0	0	320
17	29.45	178.81	208	0	42	13	2	55	0	0	320
18	29.72	178.82	207	1	42	13	1	56	0	0	320
19	30.08	178.79	207	1	39	11	4	58	0	0	320
20	30.74	178.58	206	2	36	11	5	60	0	0	320
21	30.99	178.56	206	2	35	10	5	62	0	0	320
22	31.50	178.41	206	2	33	10	3	66	0	0	320
23	31.75	178.37	206	2	33	10	1	68	0	0	320
24	32.08	178.21	206	2	31	9	1	71	0	0	320
25	32.49	178.10	206	2	29	9	2	72	0	0	320
26	33.87	177.36	206	2	27	6	5	74	0	0	320
27	33.87	176.66	206	2	27	6	5	74	0	0	320
28	33.96	176.65	206	2	27	6	5	74	0	0	320
29	35.43	176.15	206	2	22	2	4	84	0	0	320
30	36.47	175.54	206	2	21	2	3	86	0	0	320
31	36.80	175.41	206	2	18	2	0	92	0	0	320
32	43.96	169.89	206	2	16	0	0	96	0	0	320
33	49.37	166.57	206	2	0	0	0	112	0	0	320
34	49.59	166.37	206	2	0	0	0	112	0	0	320

Anexo F

Edificio En Guayaquil

Gráfico 65

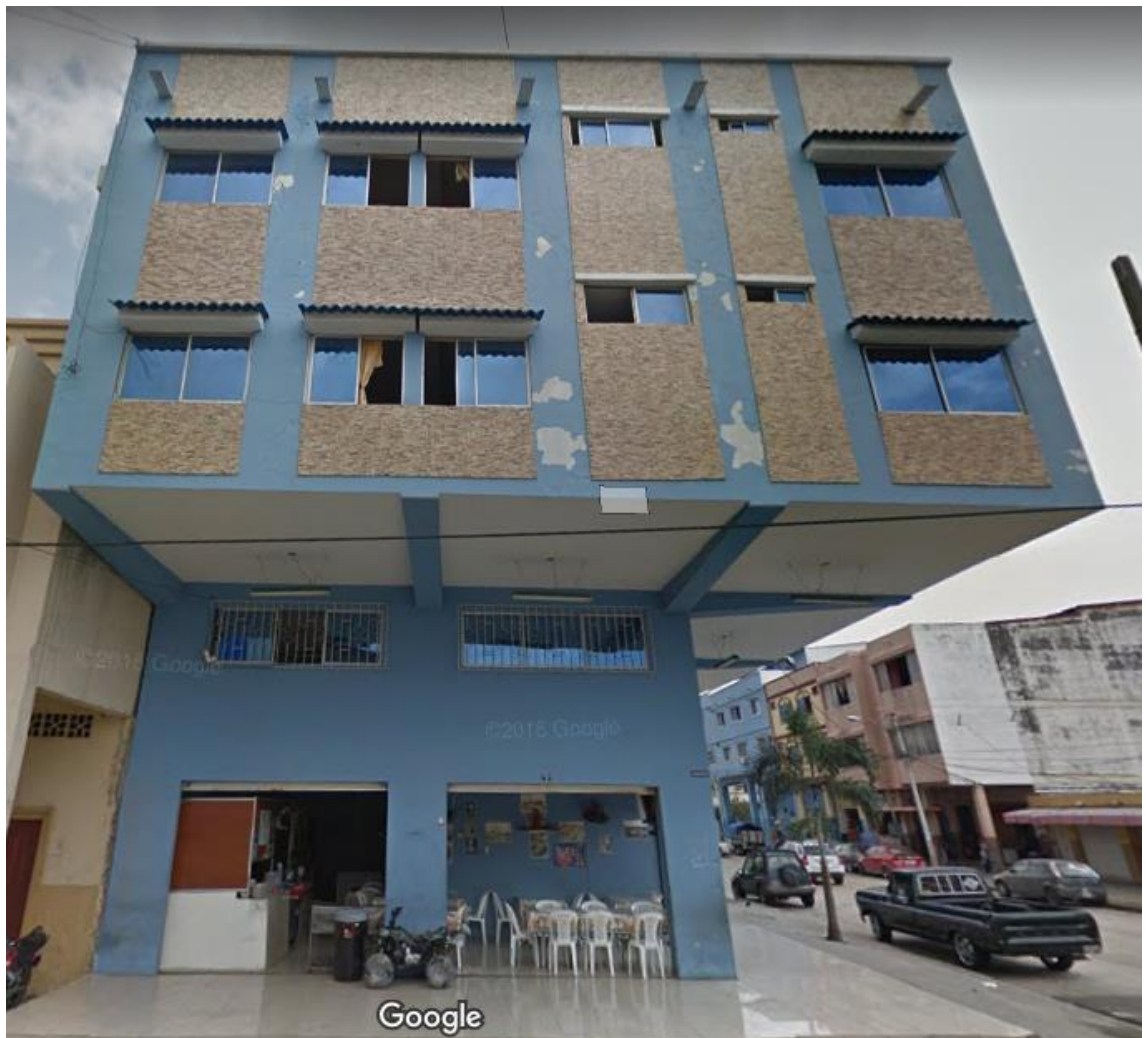
Arquitectura del edificio en Guayaquil-vista en elevación, Dirección Y.



Nota: Tomado de Google Maps

Gráfico 66

Arquitectura del edificio en Guayaquil-vista en elevación, Dirección X.



Nota: Tomado de Google Maps

Gráfico 67

Arquitectura del edificio en Guayaquil-vista esquinera.



Nota: Tomado de Google Maps