



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

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE DUCTILIDAD
LIMITADA Y ALTA RESISTENCIA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

ALAY RODRÍGUEZ CARLOS JOSTYN
DE LA CRUZ DE LA CRUZ ROMMEL FABRICIO

TUTOR:

ING. JAIME ARGUDO RODRÍGUEZ PHD.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2024

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS
DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALTA RESISTENCIA
MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

★ CARLOS JOSTYN ALAY RODRÍGUEZ
ROMMEL FABRICIO DE LA CRUZ DE LA CRUZ

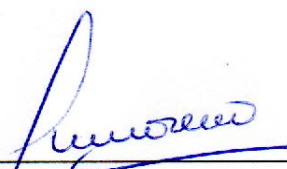
TUTOR:

ING. JAIME ARGUDO RODRÍGUEZ PHD.


LA LIBERTAD – ECUADOR

2024

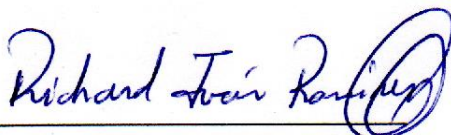
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



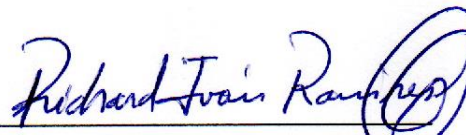
Ing. Lucrecia Moreno, PhD.
DIRECTORA DE CARRERA



Ing. Jaime Argudo, PhD.
DOCENTE TUTOR



Ing. Richard Ramírez, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Richard Ramírez, Msc.
DOCENTE UIC

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a mis padres, cuyo apoyo incondicional y sacrificio han sido mi mayor motivación, y a mis hermanos, siempre presentes en cada etapa del camino. También agradezco a mis amigos y a todas las personas que, en algún momento, me ofrecieron su ayuda y apoyo.

Carlos Jostyn Alay Rodríguez

El presente trabajo de titulación se lo dedico a mis padres y hermanos, mi familia, quienes brindaron su apoyo incondicional y valiosos consejos que me han servido en cada etapa de mi vida, a amigos y personas que me han brindado ayuda en algún momento en la vida.

Rommel Fabricio De la Cruz De la Cruz

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE SISTEMAS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALTA RESISTENCIA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”** elaborado por los estudiantes Alay Rodríguez Carlos Jostyn y De la Cruz De la Cruz Rommel Fabricio, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio “Compilation”, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 9 % de la valoración permitida.

FIRMA DEL TUTOR



Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez

C.I.: 0908377229

TRABAJO DE TITULACION-ALAY Y DE LA CRUZ

9%
Textos sospechosos



- 7% Similitudes**
0% similitudes entre comillas
< 1% entre las fuentes mencionadas
- < 1% Idiomas no reconocidos**
- 1% Textos potencialmente generados por IA**

Nombre del documento: TRABAJO DE TITULACION-ALAY Y DE LA CRUZ.pdf ID del documento: 459ad6febaca391d6fe8dcb48195874bdad93fdb Tamaño del documento original: 9,41 MB Autores: []	Depositante: JAIME FERNANDO ARGUDO RODRIGUEZ Fecha de depósito: 22/11/2024 Tipo de carga: interface fecha de fin de análisis: 22/11/2024	Número de palabras: 44.579 Número de caracteres: 281.947
--	---	---

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes de similitudes

Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	kupdf.net Unidad 1. Porticos Especiales Resistentes A Momentos - free Download ... http://kupdf.net/download/unidad-1-porticos-especiales-resistentes-a-momentos_65818defe2b... 7 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (564 palabras)
2	Tesis Alarcon y Borbor.docx Tesis Alarcon y Borbor Este documento proviene de mi biblioteca de referencias 19 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (555 palabras)
3	kupdf.net Diseño Sismorresistente de Vigas ACI 318-14 - free Download PDF http://kupdf.net/download/diseño-sismorresistente-de-vigas-aci-318-14_59c5a03f08bbc5184d687... 4 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (408 palabras)
4	pdfcoffee.com http://pdfcoffee.com/modelo-kant-y-park-y-modificado-3-pdf-free.html 1 fuente similar	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (280 palabras)
5	cicp-ec.com http://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_DS_Peligro_Simico.pdf 18 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (268 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	repositorio.uta.edu.ec http://repositorio.uta.edu.ec/bitstreams/976924e-716d-4fb2-abe9-92cac0e01a9a/download	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (29 palabras)
2	Documento de otro usuario Este documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (28 palabras)
3	repositorio.upse.edu.ec http://repositorio.upse.edu.ec/bitstreams/4620046946/1/UPSE-TIC-2022-0012.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (21 palabras)
4	Documento de otro usuario Este documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (22 palabras)
5	Documento de otro usuario Este documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

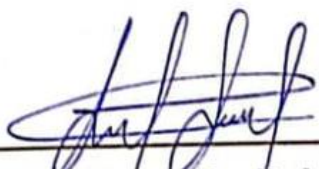
1	http://repositorio.upse.edu.ec/handle/46200/11598
2	https://orcid.org/0000-0003-2435-3938
3	https://www.researchgate.net/publication/323628258
4	https://doi.org/10.6052/0459-1879
5	https://doi.org/10.1061/(asce)

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, CARLOS JOSTYN ALAY RODRIGUEZ y ROMMEL FABRICIO DE LA CRUZ DE LA CRUZ declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE SISTEMAS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALTA RESISTENCIA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL", no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, por lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedo los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,

f. 

Carlos Jostyn Alay Rodríguez

Autor de Tesis

C.I. 1720132982

f. 

Rommel Fabricio De la Cruz De la Cruz

Autor de Tesis

C.I. 2450247305

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

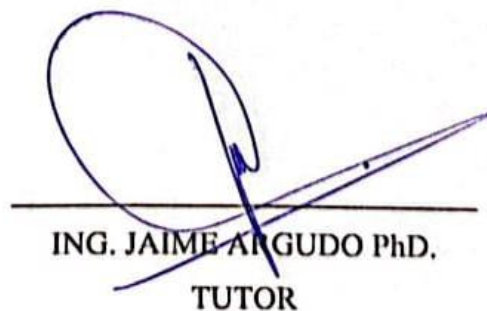
Ing. Jaime Argudo, PhD

TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE SISTEMAS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALTA RESISTENCIA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”** previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por el Sr Carlos Jostyn Alay Carlos y el Sr. Rommel Fabricio De la Cruz De la Cruz., egresados de la carrera de Ingeniería Civil Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

FIRMA DEL TUTOR



**ING. JAIME ARGUDO PhD,
TUTOR**

CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
Celular: 0962183538
Correo: bettyruthgomez@educacion.gob.ec

CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado **“EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DE SISTEMAS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALTA RESISTENCIA MEDIANTE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL”**, de los estudiantes: **ALAY RODRIGUEZ CARLOS JOSTYN y DE LA CRUZ DE LA CRUZ ROMMEL FABRICIO**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 22 de Noviembre del 2024



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUCIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
Nº DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios a todas las personas que hicieron posible la realización del presente trabajo de titulación.

En primer lugar, agradezco a mis padres, Carlos y Mayra, por su apoyo y amor incondicional en cada etapa de mi vida. Su confianza ha sido fuente de motivación y superación constante.

A mi tutor, Ing. Jaime Argudo, PhD, por su invaluable guía durante la realización de esta tesis. Su dedicación, conocimientos y experiencia fueron fundamentales para el desarrollo de este trabajo.

Finalmente agradezco a mis hermanos Erick y Fiorela, y a todas aquellas personas que de una u otra forma contribuyeron a este proyecto. Este logro no habría sido posible sin su apoyo contante. Muchas gracias a todos.

Carlos Jostyn Alay Rodríguez

Agradezco a Dios y a cada una de las personas que hicieron que este trabajo de investigación se realizara con éxito.

Agradezco a mis padres: Bolívar y Gloria, por su apoyo incansable a lo largo de este tiempo, por su paciencia, por su amor y su comprensión. La confianza que me brindan siempre será una fuente de inspiración, de motivación y esfuerzo. Agradezco a mis hermanos: Janeth, Henry y Omar, que me brindaron su ayuda en momentos en que las necesitaba. A cada uno de ustedes les agradezco con infinitud y cariño.

Agradezco al tutor, Ing. Jaime Argudo, PhD, por su invaluable guía durante la realización de esta tesis. Su dedicación, conocimientos y experiencia fueron fundamentales para el desarrollo de este trabajo.

Agradezco a los compañeros y amigos de carrera, sin ustedes la etapa universitaria no hubiera sido divertido.

Finalmente, agradezco a cada una de las personas que contribuyeron a mi crecimiento académico y profesional. Sin su apoyo y confianza este logro no fuera posible.

A todos, gracias.

Rommel Fabricio De la Cruz De la Cruz

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN.....	ii
DEDICATORIA	iii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	vii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.....	viii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA	ix
AGRADECIMIENTOS	x
TABLA DE CONTENIDO	xii
LISTA DE FIGURAS.....	xx
LISTA DE TABLAS.....	xxvi
RESUMEN	xxx
ABSTRACT	xxxii
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	2
1.2 ANTEDECENTES.....	5
1.3 HIPÓTESIS.....	12
1.3.1 Hipótesis general.....	12
1.3.2 Hipótesis específicas	12

1.4	OBJETIVOS.....	13
1.4.1	Objetivo General	13
1.4.2	Objetivos Específicos.....	13
1.5	ALCANCE.....	14
1.6	VARIABLES	15
1.6.1	Variables Dependientes.....	15
1.6.2	Variables Independientes.....	15
2	CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	16
2.1	SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	16
2.1.1	Sistema estructural de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF).....	16
2.1.2	Sistema estructural de pórticos intermedios resistentes a momentos (IMRF)	16
2.1.3	Sistema estructural de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF).....	17
2.2	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	17
2.2.1	Configuraciones estructurales recomendadas	17
2.2.2	Configuraciones estructurales no recomendadas	18
2.3	DUCTILIDAD ESTRUCTURAL	19
2.3.1	Definición.....	19
2.3.2	Requisitos: Estructura con ductilidad limitada (OMRF).....	20

2.3.3	Requisitos: Estructura con ductilidad alta (SMRF).....	21
2.4	CARGAS.....	25
2.4.1	Cargas muertas	25
2.4.2	Cargas vivas	26
2.4.3	Cargas factoradas (Método de diseño por resistencia)	26
2.5	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	27
2.5.1	Módulo de elasticidad.....	27
2.5.2	Modelos constitutivos para el hormigón.....	28
2.5.3	Modelo constitutivo para el hormigón confinado.....	30
2.5.4	Modelo constitutivo del acero de refuerzo	38
2.6	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL (AEL).....	41
2.7	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL).....	42
2.7.1	Procedimiento de análisis estático no lineal	45
2.7.2	Curva de capacidad (Pushover)	47
2.7.3	Punto de desempeño	50
2.8	MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEALES DE ESPECTRO- CAPACIDAD.....	50
2.8.1	Método de espectro-capacidad de linealización equivalente de ATC-40	52
2.8.2	Método mejorado de espectro-capacidad de linealización equivalente de FEMA 440.....	54

2.9	COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS ELEMENTOS.....	57
2.9.1	Diagrama Momento-Curvatura	57
2.9.2	Rótula Plástica	60
2.9.3	Curva carga-deformación para elementos.....	61
2.9.4	Curva carga-deformación generalizada	67
2.9.5	Parámetros de modelado y criterios de aceptación	69
2.10	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO.....	75
2.10.1	Niveles de desempeño estructural	76
CAPITULO III: METODOLOGÍA		79
3.1	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	79
3.1.1	Tipo	79
3.1.2	Nivel	79
3.2	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN ...	79
3.2.1	Método	79
3.2.2	Enfoque.....	79
3.2.3	Diseño.....	80
3.3	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO	80
3.3.1	Población	80
3.3.2	Muestra.....	80
3.3.3	Muestreo	80

3.4	UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO	81
3.5	MODELOS DE ESTUDIO	81
3.6	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES	81
3.6.1	Modelo I.....	82
3.6.2	Modelo II	83
3.7	MODELO I.....	84
3.7.1	Predimensionamiento de cerchas de cubierta.....	84
3.7.2	Predimensionamiento de vigas	85
3.7.3	Predimensionamiento de columnas.....	85
3.7.4	Cargas gravitacionales	86
3.7.5	Espectro elástico de diseño	86
3.7.6	Cortante basal de diseño	89
3.7.7	Distribución vertical de fuerzas	90
3.8	MODELO II	91
3.8.1	Predimensionamiento de losa	91
3.8.2	Predimensionamiento de vigas	93
3.8.3	Predimensionamiento de columnas.....	93
3.8.4	Cargas gravitacionales	94
3.8.5	Espectro elástico de diseño	94
3.8.6	Cortante basal de diseño	95

3.8.7	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	95
3.9	DESEMPEÑO SÍSMICO GLOBAL A CARGAS DE SERVICIO	95
3.9.1	Control de derivas	96
3.9.2	Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i para control de estabilidad elástica.....	97
3.9.3	Control de regularidad.....	97
3.10	DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	98
3.10.1	Diseño del sistema estructural de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF).....	98
3.10.2	Diseño del sistema estructural de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF)	104
3.11	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES (AENL).....	110
3.11.1	Propiedades esperadas de los materiales.....	111
3.11.2	Rigidez efectiva de vigas y columnas para procedimiento no lineales	112
3.11.3	Modelamiento no lineal de los elementos	112
3.11.4	Cargas consideradas para el análisis estático no lineal.....	118
3.12	METODOLOGÍA DEL O.E 4: COMPARACIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS.....	119
3.12.1	Ductilidad global.....	119

3.12.2	Sobre resistencia	119
3.12.3	Demanda de ductilidad	120
3.13	FLUJO OPERATIVO DE LAS VARIABLES.....	121
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		123
4.1	PREDISEÑO DE LOS MODELOS DE ESTUDIO.....	123
4.1.1	Dimensiones de los elementos estructurales.....	124
4.2	Diseño estructural de los casos de estudio	126
4.2.1	Modelo I: Estructura SMRF	126
4.2.2	Modelo I: Estructura OMRF	131
4.2.3	Modelo II: Estructura SMRF	138
4.2.4	Modelo II: Estructura OMRF	146
4.3	MODELAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS CONFORME A ACI 369.1-22	155
4.3.1	Modelamiento de rótulas plásticas en vigas	155
4.3.2	Modelamiento de rótulas plásticas en columnas.....	156
4.4	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES PARA LOS MODELOS EN ESTUDIO	157
4.4.1	Curva de capacidad del modelo I.....	157
4.4.2	Curva de capacidad del modelo II	163
4.5	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS DE LOS MODELOS EN ESTUDIO (O. E. 4).....	167

4.5.1	Curva de capacidad de las estructuras	167
4.6	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	169
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		173
5.1	CONCLUSIONES	173
5.2	RECOMENDACIONES	175
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		176
ANEXOS		181

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Configuraciones estructurales recomendadas	17
Figura 2 Configuraciones estructurales no recomendadas	18
Figura 3 Diagrama esfuerzo-deformación para una mezcla típica de hormigón.....	27
Figura 4 Diagramas de esfuerzo-deformación convencional y verdadero para un material dúctil	28
Figura 5 Curva de esfuerzo-deformación para cilindros de hormigón de diferente resistencia	29
Figura 6 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado	30
Figura 7 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple (Park & Kent, 1971) y uno confinado (Park et al., 1982).....	32
Figura 8 Modelo constitutivo de Mander para el hormigón confinado y no confinado	34
Figura 9 Núcleo efectivo de hormigón confinado para una sección rectangular	37
Figura 10 Factor de confinamiento, “ λ ” para elementos cuadrados y rectangulares. ...	37
Figura 11 Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tensión	39
Figura 12 Curva esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión.	39
Figura 13 Esquema que representa el desarrollo de un sistema equivalente SDOF a partir de una curva de capacidad (Pushover).....	44
Figura 14 Diagrama de flujo que representa el proceso que se sigue en los procedimientos estáticos no lineales.....	45
Figura 15 Patrones de distribución de fuerzas horizontales	46

Figura 16 Curva de capacidad	47
Figura 17 Curva idealizada de fuerza-desplazamiento.....	48
Figura 18 Representación gráfica del método espectro-capacidad	51
Figura 19 Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad	52
Figura 20 Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda.....	52
Figura 21 Representación gráfica del método espectro-capacidad de linealización equivalente de ATC-40.....	53
Figura 22 Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la iteración directa (Procedimiento A)	55
Figura 23 determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro-capacidad con MADRS (Procedimiento B).....	56
Figura 24 Búsqueda de posibles puntos de desempeño (Procedimiento C).....	57
Figura 25 Modelos para hormigón no confinado	58
Figura 26 Modelos del acero de refuerzo	58
Figura 27 Deformación de un elemento a flexión	59
Figura 28 Forma idealizada del diagrama momento-curvatura.....	60
Figura 29 Viga con rótula plástica concentrada	61
Figura 30 Curva esqueleto derivado de la envolvente de datos de pruebas experimentales.....	62
Figura 31 Curva de carga-deformación monotónicas y cíclicas con modos de deterioro identificados para a) una viga de acero, y b) paneles de muro de corte.	63
Figura 32 Modelos histeréticos no deteriorados: a) bilineal, b) peak oriented, c) pinched	64
Figura 33 Curva de carga inicial (curva esqueleto) para modelos histeréticos	65

Figura 34 Curva cíclica momento-rotación para viga de hormigón armado.....	65
Figura 35 Curva idealizada de múltiples segmentos lineales: a) Idealización generalizada, b) Idealización que incluye la resistencia máxima.....	66
Figura 36 Relación carga-deformación generalizada para elementos de concreto o componentes	68
Figura 37 Tipos de curvas de carga-deformación	72
Figura 38 Ejemplo de curva controlada por deformación vs controlada por fuerza	75
Figura 39 Vista del Modelo I	82
Figura 40 Vista del Modelo II	83
Figura 41 Modelado de la cercha de la estructura I.....	84
Figura 42 Curva de peligrosidad sísmica para la provincia de Santa Elena.....	87
Figura 43 Espectro elástico de diseño: Modelo I-Santa Elena – Suelo tipo C.....	89
Figura 44 Valores límites para el predimensionamiento de losas en dos direcciones...	91
Figura 45 Espectro elástico de diseño: Modelo II-Santa Elena – Suelo tipo C.....	95
Figura 46 Esquema de un diagrama de interacción para el diseño de columnas	108
Figura 47 Vista esquemática de los modelos en estudio	123
Figura 48 Derivas inelásticas.....	125
Figura 49 Envolvente de cargas para el eje de vigas críticas en la dirección Y.....	127
Figura 50 Envolvente de cargas para vigas críticas en el eje X	127
Figura 51 Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema SMRF	130
Figura 52 Vista transversal y longitudinal de la sección de columna usada en el sistema SMRF	131

Figura 53 Envoltente de cargas para el eje de vigas críticas en la dirección Y - Modelo I, OMRF	132
Figura 54 Envoltente de cargas para vigas críticas en el eje X-Modelo I, OMRF	132
Figura 55 Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema OMRF	135
Figura 56 Carga axial y momentos flectores en columnas - Modelo I, OMRF	135
Figura 57 Diseño inicial propuesto para columna OMRF - Modelo I, OMRF	136
Figura 58 Diagrama de interacción de columna crítica - Modelo I, OMRF	137
Figura 59 Vista longitudinal y transversal de la sección de columna usada en el sistema OMRF	137
Figura 60 Envoltente de cargas para el eje de vigas críticas en la dirección X - Modelo II, SMRF	138
Figura 61 Fuerza cortante generada por las cargas gravitacionales en el eje crítico en la dirección X - Modelo II, SMRF	142
Figura 62 Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema SMRF	144
Figura 63 Vista transversal y longitudinal de la sección de columna usada en el sistema SMRF	146
Figura 64 Envoltente de cargas para vigas críticas en dirección X - Modelo II, OMRF	147
Figura 65 Envoltente de cargas para vigas críticas en la dirección Y - Modelo II, OMRF	147
Figura 66 Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema OMRF	151

Figura 67 Carga axial y momentos flectores en columnas - Modelo II, OMRF	152
Figura 68 Sección del refuerzo longitudinal propuesto de la columna crítica - Modelo II, OMRF	153
Figura 69 Diagrama de interacción de columna crítica - Modelo II, OMRF	153
Figura 70 Vista transversal y longitudinal de la sección de columna usada en el sistema SMRF	154
Figura 71 Rótulas plásticas en vigas del modelo I	155
Figura 72 Rótulas plásticas en vigas del modelo II	155
Figura 73 Rótulas plásticas en columnas del modelo I	156
Figura 74 Rótula plástica en columnas del modelo II	156
Figura 75 Curva de capacidad X del Modelo I-SMRF	157
Figura 76 Curva de capacidad Y del Modelo I-SMRF	158
Figura 77 Desempeño estructural del modelo I -SMRF en la dirección X	159
Figura 78 Desempeño estructural del modelo I -SMRF en la dirección Y	159
Figura 79 Curva de capacidad X del Modelo I-OMRF	160
Figura 80 Curva de capacidad Y del Modelo I-OMRF	161
Figura 81 Desempeño estructural del modelo I -OMRF en la dirección X	161
Figura 82 Desempeño estructural del modelo I -OMRF en la dirección Y	162
Figura 83 Curva de capacidad X del Modelo II-SMRF	163
Figura 84 Curva de capacidad Y del Modelo II-SMRF	163
Figura 85 Desempeño estructural del modelo II -SMRF en la dirección X	164
Figura 86 Desempeño estructural del modelo II -SMRF en la dirección Y	164
Figura 87 Curva de capacidad X del Modelo II-OMRF	165
Figura 88 Curva de capacidad Y del Modelo II-OMRF	166

Figura 89	Desempeño estructural del modelo II -OMRF en la dirección X	166
Figura 90	Desempeño estructural del modelo II -OMRF en la dirección Y	167
Figura 91	Curva de capacidad de los todos los casos de estudio	167

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Combinaciones de cargas	26
Tabla 2 Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales de vigas de hormigón armado.....	70
Tabla 3 Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado distintos de los circulares con aros reforzados en espiral o sísmicos según se define en ACI 318	71
Tabla 4 Niveles y control de daños en el desempeño estructural	76
Tabla 5 Objetivos de rehabilitación en desempeño según sus niveles para las estructuras no esenciales	77
Tabla 6 Objetivo de rehabilitación en desempeño según sus niveles para la estructura esenciales/especiales.....	78
Tabla 7 Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento	103
Tabla 8 Espaciamiento máximo para ramas del refuerzo de cortante en vigas	106
Tabla 9 Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal	112
Tabla 10 Criterios de aceptación para vigas	115
Tabla 11 Criterios de aceptación para vigas	118
Tabla 12 Flujo operativo de las variables independientes	121
Tabla 13 Flujo operativo de las variables dependientes	122
Tabla 14 Secciones utilizadas en el Modelo I	124
Tabla 15 Secciones utilizadas en el Modelo II	124
Tabla 16 Parámetros de desempeño global: Modelo I	125

Tabla 17 Parámetros de desempeño global: Modelo II	126
Tabla 18 Parámetros para obtener el Cortante Basal – Modelo I, SMRF	126
Tabla 19 Acero longitudinal propuesto para vigas en dirección Y (cm ²) - Modelo I, SMRF	127
Tabla 20 Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en dirección X (cm ²) - Modelo I, SMRF.....	128
Tabla 21 Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en dirección X (cm ²) - Modelo I, SMRF.....	128
Tabla 22 Resistencias a cortante en las vigas críticas en la dirección X - Modelo I, SMRF	129
Tabla 23 Diseño por cortante de vigas críticas en la dirección Y- Modelo I, SMRF..	129
Tabla 24 Diseño por cortante para vigas críticas en la dirección X - Modelo I, SMRF	129
Tabla 25 Resultado del criterio de columna fuerte – viga débil - Modelo I, SMRF ...	130
Tabla 26 Refuerzo transversal de la columna - Modelo I, SMRF	131
Tabla 27 Parámetros para obtener el Cortante Basal - Modelo I, OMRF	132
Tabla 28 Acero longitudinal propuesto para vigas en dirección Y (cm ²) - Modelo I, OMRF.....	133
Tabla 29 Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en dirección X (cm ²) - Modelo I, OMRF	133
Tabla 30 Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en dirección X (cm ²) - Modelo I, OMRF	133
Tabla 31 Diseño por cortante de vigas críticas en la dirección Y - Modelo I, OMRF	134

Tabla 32 Diseño por cortante para vigas de borde críticas en la dirección X - Modelo I, OMRF.....	134
Tabla 33 Verificación de torsión para vigas críticas en X y - Modelo I, OMRF	134
Tabla 34 Diseño por cortante de columna esquinera - Modelo I, OMRF	137
Tabla 35 Parámetros para obtener el cortante basal - Modelo II, SMRF.....	138
Tabla 36 Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en la dirección X - Modelo II, SMRF.....	139
Tabla 37 Acero longitudinal propuesto para vigas interiores en la dirección X - Modelo II, SMRF.....	140
Tabla 38 Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en la dirección X - Modelo II, SMRF.....	140
Tabla 39 Acero longitudinal propuesto para las vigas interiores en la dirección Y - Modelo II, SMRF	140
Tabla 40 Acero longitudinal propuesto para las vigas de borde en la dirección Y - Modelo II, SMRF	141
Tabla 41 Separación del acero de refuerzo transversal de las vigas críticas en la dirección X - Modelo II, SMRF	142
Tabla 42 Resistencias a cortante en las vigas críticas en la dirección X - Modelo II, SMRF	143
Tabla 43 Resistencia nominal del acero de refuerzo transversal en las vigas críticas en la dirección X - Modelo II, SMRF	144
Tabla 46 Verificación del criterio de columna fuerte – viga débil - Modelo II, SMRF	145

Tabla 44 Separación del acero de refuerzo transversal en la zona de confinamiento de la columna crítica - Modelo II, SMRF	145
Tabla 45 Acero de refuerzo transversal por confinamiento - Modelo II, SMRF	145
Tabla 47 Parámetros para obtener el cortante basal - Modelo II, OMRF.....	146
Tabla 48 Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en la dirección X - Modelo II, OMRF	148
Tabla 49 Acero longitudinal propuesto para vigas interiores en la dirección X - Modelo II, OMRF	148
Tabla 50 Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en la dirección X - Modelo II, OMRF	149
Tabla 51 Acero longitudinal propuesto para vigas interiores en la dirección Y - Modelo II, OMRF	149
Tabla 52 Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en la dirección Y - Modelo II, OMRF	150
Tabla 53 Diseño por cortante de vigas críticas en la dirección X - Modelo II, OMRF	151
Tabla 54 Verificación de la torsión de las vigas críticas en la dirección X - Modelo II, OMRF.....	151
Tabla 55 Diseño por cortante de columna crítica - Modelo II, OMRF	154

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE
DUCTILIDAD LIMITADA Y ALTA RESISTENCIA MEDIANTE ANÁLISIS
ESTÁTICO NO LINEAL”**

Autor: Carlos Jostyn Alay Rodríguez, Rommel Fabricio De la Cruz De la Cruz

Tutor: Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, PhD

RESUMEN

En este trabajo de titulación se analizó dos modelos de estudio diseñados como un sistema de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF) en base a las normativas ACI 318-19 y NEC-15, para analizar el desempeño sísmico, posteriormente compararlas con el desempeño sísmico del sistema de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF). Los modelos de estudio se evaluaron mediante un análisis estático no lineal (Pushover) para determinar la ductilidad y la sobrerresistencia. Los resultados obtenidos para ambos modelos de estudio demuestran que la sobrerresistencia es mayor en el sistema OMRF en comparación con el sistema SMRF, además que la ductilidad para el modelo I (1 piso) es mayor en el sistema OMRF que en el sistema SMRF y para el modelo II (7 pisos) la ductilidad es menor en el sistema OMRF que en el sistema SMRF. En conclusión, esta tesis demuestra que las estructuras diseñadas como un sistema OMRF son capaces de disipar energía ante un evento sísmico, la eficiencia del sistema es mejor en estructuras grandes y de un solo nivel, además que conforme la altura de la edificación crece la ductilidad se ve afectada negativamente.

PALABRAS CLAVE: *Ductilidad, Análisis Estático No Lineal, SMRF, OMRF, Desempeño Estructural.*

**“EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF LIMITED DUCTILITY
AND HIGH-STRENGTH SYSTEMS THROUGH NONLINEAR STATIC
ANALISYS”**

Autores: Carlos Jostyn Alay Rodríguez, Rommel Fabricio De la Cruz De la Cruz

Tutor: Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, PhD

ABSTRACT

In this thesis, two study models were analyzed, both designed as Ordinary Moment-Resisting Frames (OMRF) based on ACI 318-19 and NEC-15 standards, to assess their seismic performance and compare it to that of Special Moment-Resisting Frames (SMRF). The study models were evaluated using a nonlinear static analysis (Pushover) to determine ductility and overstrength. The results obtained for both study models indicate that overstrength is greater in the OMRF system compared to the SMRF system. Additionally, for Model I (1-story), ductility is higher in the OMRF system than in the SMRF system, while for Model II (7-story), ductility is lower in the OMRF system compared to the SMRF system. In conclusion, this thesis demonstrates that structures designed as OMRF systems are capable of dissipating energy during a seismic event. The system's efficiency is better in large, single-level structures, and as the building height increases, ductility is negatively impacted.

KEYWORDS: *Ductility, Nonlinear Static Analysis, SMRF, OMRF, Structural Performance)*

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

Una parte del territorio del actual Ecuador se encuentra dentro de la microplaca llamada “Bloque Andino” que pertenece a la placa Sudamericana, la cual está en interacción con las placas de Nazca, Cocos y Caribe. Por otro lado, en el sur del Ecuador, se tiene la interacción relativamente más sencilla entre la placa Sudamericana y la de Nazca (Cunalata & Caiza, 2022). La compleja tectónica descrita ha desarrollado un sistema de fallas que, combinado con la subducción que se presenta en la costa del país, constituyen las fuentes principales que generan movimientos sísmicos (Quinde & Reinoso, 2016).

Las estructuras se diseñan para resistir fuerzas sísmicas o ser sismorresistentes mediante un enfoque basado en economía, flexibilidad, baja resistencia y alta ductilidad que están implícitas en las normas ecuatorianas de la construcción para los sistemas de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF, por sus siglas en ingles), que permite que la estructura disipe una gran cantidad de energía a cambio de deformarse antes del colapso (NEC-SE-DS, 2015), a diferencia de los sistemas de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF, por su siglas en ingles) que no son recomendadas por la NEC-15 al ser considerados de baja ductilidad o ductilidad limitada, es decir que su capacidad de disipación de energía será mínima por lo que la deformación que se genera será imperceptible antes de un colapso tipo frágil. Esto se debe a que la mayoría del país está catalogado de alta peligrosidad sísmica. Los sistemas OMRF son comúnmente usados en zonas de baja peligrosidad sísmica, a medida que el peligro sísmico aumenta estas se vuelven deficientes para desafiar el aumento de fuerza lateral y si las condiciones de flexibilidad y baja resistencia no se mejoran, son reemplazados por los sistemas SMRF (Aswathi et al., 2018). El sistema OMRF se compone de elementos y refuerzo de menor rigurosidad proporcionada y

detallada, mientras que el sistema SMRF consiste en requisitos o detalles adicionales para mejorar las características de respuesta inelástica tales que permitan alcanzar las más altas ductilidades (Aswathi et al., 2018).

Con la premisa de que una estructura se diseña para salvaguardar vidas ante un evento sísmico y que esta llegue al nivel de seguridad de vida permitiendo la evacuación de las personas antes de un colapso (Rojas, 2024), este trabajo propone la evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal de dos estructuras regulares OMRF que con alta resistencia y rigidez son diseñadas bajo las normas ACI 318-19, NEC-SE-HM-15 y NEC-SE-DS-15, con diferentes dimensiones de vanos y niveles de piso (1 y 7 pisos) en un suelo tipo C y una zona sísmica V, usando las normas ASCE 41-23 y ACI 369.1-22. Para el modelamiento no lineal se usa el software SAP2000 y con el fin de verificar si la estabilidad estructural se compromete ante un sismo máximo esperado también se realizará la comparación del comportamiento estructural con su contraparte de diseño, es decir, con el diseño de una estructura SMRF.

1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En la actualidad el diseño sismorresistente es uno de los requerimientos más importantes para una estructura, conocer su comportamiento frente a fuerzas sísmicas es esencial, debido a que los sismos representan una amenaza constante y es fundamental para el ingeniero civil salvaguardar las vidas que habitan en la estructura que está diseñando. La filosofía actual de diseño en la actualidad se basa en permitir que la estructura se dañe moderadamente cuando experimente el Sismo de Diseño (con periodo de retorno de 475 años) y disipe energía a través de deformaciones

mediante la ductilidad provista para el sistema (NEC-SE-DS, 2015), puesto que resulta impráctico desde el punto de vista económico diseñar estructuras que soporten eventos sísmicos en el rango elástico (o gran parte de él). Sin embargo, aunque es posible diseñar sistemas no económicos, rígidos y muy resistentes, este tipo de sistemas no es recomendable hoy en día, aunque existen este tipo de edificaciones en donde su alta resistencia compensa la falta de ductilidad del sistema, haciendo que puedan soportar eventos sísmicos, pero de diferente manera a como lo hacen las estructuras modernas con alta ductilidad provista. Es fundamental por lo tanto entender este comportamiento a través de análisis más precisos como el Análisis Estático No Lineal, con la investigación propuesta en este trabajo de titulación.

A pesar de que los métodos de análisis estáticos no lineales han sido ampliamente utilizados en el estudio del desempeño sísmico de estructuras convencionales, su aplicación a estructuras de alta resistencia y baja ductilidad plantea interrogantes y desafíos específicos que requieren investigación más profunda (Lino & Cirilo, 2023). Por lo tanto, es necesario abordar el siguiente problema de investigación. ¿Cómo se puede utilizar Métodos estáticos No Lineales de tipo Pushover para entender el desempeño sísmico de estos tipos de sistemas estructurales? Algunos de los criterios a considerar durante el presente estudio son:

- a) Modelado de estructuras de alta resistencia. - Modelar correctamente la estructura en estudio es fundamental para obtener resultados precisos y replicables del comportamiento estructural del sistema en estudio. El método nos permite usar técnicas más precisas que nos permite capturar de manera adecuada la respuesta no lineal y la interacción entre los diferentes componentes estructurales. Una de las consideraciones claves al momento de ejecutar el análisis en este tipo de estructuras es la geometría

(distribución espacial de elementos estructurales), además de conexiones y sistemas de refuerzo lo que implica considerar la rigidez, resistencia, sobrerresistencia y ductilidad proporcionada por los detalles constructivos del sistema.

- b) Criterios de falla y seguridad. - Definir los criterios de fallas es importante para considerar los límites permitidos de desplazamientos, deformaciones y daños aceptables de la estructura para que se evite el colapso y se salve la vida de sus ocupantes ante fuerzas sísmicas de gran magnitud. Los factores de seguridad deben tomar en consideración aspectos como la variabilidad de materiales y detalles constructivos. Estos criterios deben basarse en investigaciones científicas y normativas de diseño y considerar las posibles consecuencias y efectos que se presentarían en el caso que la estructura falle, tales como el riesgo para la vida humana y los daños a la propiedad ajena (puede ser privada como los daños ocasionados a un vecino, o públicas como el cierre de una vía).
- c) Verificación experimental. - Es esencial respaldar los resultados obtenidos durante la investigación con pruebas en estructuras de alta resistencia para verificar la precisión del método Pushover y los criterios utilizados durante el mismo, permitiendo realizar una comparación entre los resultados experimentales y los resultados obtenidos. Al abordar esta línea de investigación se podrá desarrollar una comprensión más profunda del comportamiento de estructuras de alta resistencia que compensan su ductilidad limitada y conocer su modo de respuesta cuando es sometido a fuerzas sísmicas, permitiendo establecer recomendaciones y directrices para el uso efectivo de esta técnica al momento de evaluar este tipo de sistema estructural.

El avance en este campo de investigación contribuirá a mejorar la seguridad y salvaguardar las vidas que habitan este tipo de sistema estructural, lo cual es de vital importancia en el ámbito de la ingeniería estructural, debido a las diversas edificaciones que existen hoy en día con estas características.

1.2 ANTEDECENTES

Las estructuras de alta resistencia y baja ductilidad a nivel internacional han sido estudiadas mediante análisis lineal, en el estudio de Khobragade y Gajbhiye (2020), el cual se titula “Seismic Comparison of OMRF & SMRF Structural System on Zone II” (Comparación sísmica de los sistemas estructurales OMRF y SMRF en la Zona II) cuyo objetivo es comparar el comportamiento sísmico estructural de los sistemas de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF) y de los sistemas de pórticos especiales resistentes a momento (SMRF) en la ciudad de Nagpure (Zona II) de la India, una zona donde debido a su baja sismicidad, la construcción de sistemas OMRF es la más común. Los resultados obtenidos del estudio demostraron que las fuerzas cortantes, momentos flectores y el cortante basal son mayores en el sistema de pórticos ordinarios resistentes a momentos a diferencia del sistema de pórticos especiales resistentes a momentos. Como consecuencia encontraron que el área de acero de refuerzo provista en el sistema SMRF es menor que en el sistema OMRF (Khobragade & Gajbhiye, 2020).

También en el estudio de Rai y Paliwal (2017) titulado “A comparison of OMRF braced & SMRF rc frame considering earthquake loading” (Comparación de un pórtico de hormigón armado OMRF y un pórtico de hormigón armado SMRF ante cargas sísmicas).

Este estudio tuvo como objetivo investigar el comportamiento sísmico de las estructuras de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF) y compararlos con los pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF). En este análisis se consideró cuatro zonas sísmicas diferentes (zona II, III, IV y V), además de tres tipos diferentes de estructuras las cuales son: “bare frame structure”, “plaza frame structure” y “stepped frame structure”, cada una de ellas evaluadas en los tipos de sistemas estructurales (OMRF y SMRF), con el fin de comparar los sistemas. En total se estudiaron 24 casos entre estructura regulares e irregulares. Los resultados obtenidos muestran que a mayor intensidad en la zona sísmica evaluada el momento flector, la fuerza cortante y los desplazamientos aumentan, y para reducir los desplazamientos, se requiere una mayor sección de los elementos estructurales; además que el momento flector máximo, la fuerza cortante máxima y los desplazamientos máximos que se calculan en edificaciones irregulares aparecen en la estructura “plaza frame structure”. Además, se concluyó que el mejor sistema estructural es el SMRF debido a que presenta momentos flectores menores por lo consecuente el diseño de acero de refuerzo lleva a cuantías menores que en el sistema estructural OMRF. El sistema SMRF por su parte requiere un mejor detallamiento estructural que el sistema OMRF. También las estructuras regulares son mejores por su comportamiento global que las estructuras irregulares; independientemente del sitio y sistema estructural en estudio (Rai & Paliwal, 2017).

Con relación al uso del análisis no lineal, el estudio de Rajeev et al., (2019) que lleva como título “Comparative Study of Seismic Design and Performance of OMRF Building Using Indian, British, and European Codes” (Estudio comparativo del diseño y comportamiento sísmico del edificio OMRF utilizando los códigos indio, británico y

europeo), tiene como objetivo la evaluación comparativa del desempeño sísmico de edificios existentes en áreas propensas a eventos sísmicos considerables en la zona V de la India, haciendo uso de los códigos Europeo, Indio y Británico. En este estudio se implementó el análisis estático no lineal a edificaciones OMRF para modelos con fuerzas sísmicas bajo la normativa IS 456-2000 y IS 1893-2002 de la India, BS: 8110-1997 de Gran Bretaña y EC-2 y EC-8 de Europa. Los resultados muestran que los edificios diseñados con el Código indio se comportan significativamente mejor en comparación con el Código europeo y Británico en un entorno sísmico, entre la características de mejora se tiene una gran capacidad de desplazamiento sin degradación de la resistencia y la rigidez, también se concluye que para un mismo nivel de peligro sísmico en diferentes lugares del planeta se debe tener un diseño uniforme y disposiciones detalladas con respecto al refuerzo estructural; a fin de alcanzar altas ductilidades en los sistemas SMRF (Rajeev et al., 2019).

El estudio de Ghugal y Mapari (2018) que lleva como título “Seismic performance of multi-story RC SMRF and OMRF buildings” (Comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado SMRF y OMRF de varios pisos), tiene como objetivo evaluar el comportamiento sísmico de los pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF) y de los pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF) de distintos niveles de piso con la finalidad de comparar el cortante basal y la ductilidad. Para la realización de dicho estudio se adopta el análisis estático no lineal (Pushover) para estudiar el comportamiento de los sistemas estructurales estudiados: Los resultados obtenidos muestran que el cortante basal en los edificios SMRF es 39% a 43% mayor que en los OMRF en la dirección X, en cambio en la dirección Y es de un 40% a 44% menor. La ductilidad en los edificios SMRF es de un

26% a 47% mayor que los OMRF en la dirección X, en cambio en la dirección Y es de un 19% a 44% mayor. Esto demuestra que el mejor sistema para soporte de un gran desplazamiento sin afectar o dañar la integridad de los elementos estructurales es el OMRF, mientras que el SMRF es mejor para disipar energía cuando la edificación entra en un rango inelástico tolerando daño mediante ganancia de economía y pérdida de rigidez (Ghugal & Mapari, 2018).

También en el estudio de Cinitha et al., (2012) titulado “Nonlinear Static Analysis to Assess Seismic Performance and Vulnerability of Code – Conforming RC buildings” (Análisis estático no lineal para evaluar el comportamiento sísmico y la vulnerabilidad de los edificios de hormigón armado conforme a las normativas), se tiene como objetivo comparar la influencia de los diferentes requisitos de las normas ATC 40, FEMA 356 y Eurocódigo 8 para la evaluación de edificios que cumplen con el código indio mediante un análisis estático no lineal. Para el estudio se consideran dos estructuras aporticadas, que representan edificios de hormigón armado de dicha altura de vigas y columnas sin muros de corte, ubicados en regiones de sismicidad alta y media de la India. Los edificios son de 4 y 6 pisos y se diseñan de acuerdo con el código (IS:456 e IS:1893), considerando cargas sísmicas y de gravedad y son analizadas de forma no lineal con el método Pushover. Los resultados obtenidos del análisis muestran adecuada capacidad frente a la demanda provista, se observa un porcentaje mayor de demanda para los pórticos de construcción SMRF en comparación con los OMRF. También se detalla la definición de rótulas definidas por el usuario y la metodología análisis no lineal. Las rótulas plásticas definidas por el usuario tienen en cuenta la orientación y el nivel de carga axial de las columnas en comparación con rótulas definidas en códigos. La

influencia de la rótula plástica en la curva de capacidad se resalta al desplegar cinco casos de longitud de rótula plástica. El estudio revela que la longitud de las rótulas plásticas tiene efectos considerables sobre la capacidad de desplazamiento de los pórticos. Según los resultados del análisis, se observa que el desplazamiento inelástico de los pórticos de los edificios modernos que cumplen con el código se encuentra dentro del nivel de prevención de colapso. El índice de vulnerabilidad, que es una medida del daño, se estima tanto para los SMRF como para los OMRF y se presenta para edificios de 4 y 6 pisos. Del estudio se desprende claramente que los edificios con estructura OMRF son más vulnerables que los SMRF. El índice de vulnerabilidad del edificio expresa cuantitativamente la vulnerabilidad del edificio como tal, mientras que el índice de vulnerabilidad del piso ayuda a ubicar las columnas en el piso particular en el que se han producido daños significativos, leves o moderados (Estrada et al., 2023).

El estudio de Gustafson (2023) con título “Non-Linear Pushover Analysis of Ordinary Moment Resisting Frame Structures in Australia” (Análisis no lineal Pushover de estructuras de pórticos ordinarios resistentes a momentos en Australia), tiene como objetivo demostrar que los OMRF son inherentemente rígidos en comparación con los sistemas SMRF, y que, dado que las demandas máximas de desplazamiento en Australia son relativamente bajas, niveles más altos de ductilidad pueden no ser necesarios. Este artículo presenta el uso del análisis estático no lineal con el Método del Espectro de Capacidad para estructuras unidireccionales de vigas y losas construidas en todo el estado de Queensland. El método se puede utilizar para demostrar que el detallamiento estándar de la norma sísmica australiana AS3600 logra una ductilidad mínima de 2 (ductilidad limitada) sin la necesidad

de un detallamiento especial de clase de ductilidad más alta especificada en la sección 14 de dicha norma para satisfacer la demanda sísmica. Un edificio comercial de uso mixto se presenta con vigas de transferencia y se analiza mediante un análisis cargas laterales sobre pórticos 2D y 3D. Los resultados muestran que los OMRF tienen una capacidad estable de disipación de energía sin experimentar un deterioro abrupto de la resistencia. Esto se predice adecuadamente mediante el método del espectro de capacidad, a pesar de que las estructuras están diseñadas exclusivamente para cargas de gravedad y viento (esto debido a que Australia tiene zonas con cargas por ciclones y tifones con vientos de 25km/h que son homologados a cargas sísmicas de MMI=VII que como MDE pueden comprender zonas de bajo riesgo sísmico). Esto demuestra que los detalles estándar de refuerzo para los OMRF proporcionan, como mínimo, una capacidad de ductilidad de 2, y que las disposiciones en la sección 14 de la norma AS3600:2018 para los OMRF son probablemente adecuadas. Los desplazamientos de los pisos para otras clases de suelo (por ejemplo, suelos tipo E y F), son más altos y podrían afectar la funcionalidad de los elementos secundarios(Gustafson, 2023).

En el estudio de Ravindra y Klurkar (2020) titulado “Study of Effects of Lateral Connection in Moment Carrying Capacity of Frame in Multi Story Structure” (Estudio de los efectos de la conexión lateral en la capacidad portante de momentos de un pórtico en una estructura de varias plantas), el objetivo de la investigación es analizar la funcionalidad relativa de los pórticos OMRF y SMRF, diseñadas según los códigos de la India, utilizando el análisis no lineal para el desempeño sísmico de los edificios SMRF y OMRF se modela con la rigidez junto con la resistencia de los muros de relleno. Las variaciones en el tipo de muros de relleno que se utilizan en las construcciones indias son considerables. La

evaluación del desempeño sísmico de los pórticos diseñados se realiza mediante un análisis estático no lineal (Pushover). El análisis Pushover es un procedimiento en el cual la carga se incrementa gradualmente mediante el uso de un patrón predefinido particular inicial (triangular invertido o por excepción). Los resultados para las estructuras diseñadas como SMRF son mejor en comparación al edificio OMRF. La ductilidad del SMRF es mucho mayor en la mayoría de los casos y ha aumentado aproximadamente entre un 75 y un 200 % que la de los edificios OMRF. Pero los edificios OMRF resisten entre un 20% y un 40% más de corte de base que los edificios SMRF. Se comparan los edificios SMRF con exactamente el mismo número de pisos y tramos diferentes. Se traza la curva de capacidad y también se descubre que la magnitud del corte de la base que puede resistirse y la capacidad de ductilidad aumentan con el aumento de la cantidad de pisos. Se encuentra que todos los edificios SMRF considerados tienen un valor de primera pendiente de tipo elástica.

En el trabajo de maestría de González (2018) con título “Análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aperticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Se usa la norma sismorresistente colombiana (NSR-10), con el objetivo de comprender la importancia que tiene la ductilidad de una estructura de hormigón armado en el análisis tanto para acciones gravitacionales como ante presencia de acciones laterales como viento o sismo. Haciendo comparativas entre los diferentes niveles de ductilidad definidas como DMI (Capacidad mínima de disipación de energía), DMO (Capacidad moderada de disipación de energía) y DES (Capacidad especial de disipación de energía) en la NSR-10, se compara tanto los costos directos de cada proyecto como el desempeño sísmico de la edificación. Los resultados obtenidos del análisis Pushover demuestran que las rótulas plásticas en general se

presentan en las plantas inferiores. Los valores obtenidos de ductilidad fueron cercanos a los esperados establecidos por la NSR-10. Con respecto a los costos entre los 3 niveles de ductilidad DMI, DMO y DES, se observó que, la estructura DMI no es la más económica como se esperaba en un inicio, si no que, la opción más favorable económicamente es la estructura DMO, la cual permite tener secciones más pequeñas principalmente en las columnas, que arquitectónicamente es más optimo, pero será menos segura y no cumplirá con la norma colombiana.

En el ámbito local, no existen otros estudios comparativos de sistemas estructurales OMRF y SMRF.

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis general

Se plantea la evaluación del desempeño sísmico de estructuras de alta resistencia y baja ductilidad (sistema OMRF) para comprobar que cumple con la Filosofía de Diseño de la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15, y así validar el uso presente y futuro de las estructuras OMRF.

1.3.2 Hipótesis específicas

H.E.1: Investigación documental de sistemas de alta resistencia y ductilidad limitada (OMRF) lo que permitirá comprender el modelamiento matemático y derivar en conclusiones que resalten la importancia de estos sistemas.

H.E.2: Aplicación de las prescripciones de las normas ASCE 41-23 y ACI 369.1-22 lo que permitirá conocer el comportamiento no lineal de los elementos con la finalidad de realizar un modelamiento matemático conforme el estado del corte de las fuerzas sísmicas.

H.E.3: Análisis comparativo entre sistemas estructurales SMRF y OMRF bajo las indicaciones de la normativa ecuatoriana NEC-15 lo que permitirá brindar recomendaciones y restricciones al momento de diseñar y evaluar el sistema propuesto en este trabajo.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Estudiar el comportamiento de sistemas con alta resistencia y baja ductilidad provista con el método de análisis estático no lineal con la finalidad de evaluar su desempeño sísmico.

1.4.2 Objetivos Específicos

O.E1: Realizar investigación documental sobre sistemas de ductilidad limitada y alta resistencia (OMRF), analizando el fundamento teórico del diseño estructural, el modelamiento matemático y sus conclusiones.

O.E2: Diseñar elementos estructurales (vigas y columnas) de las edificaciones de hormigón armado propuestas para los sistemas OMRF y SMRF.

O.E3: Investigar las prescripciones de la norma ASCE 41-23 sobre el modelamiento del comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado con la finalidad de lograr un modelamiento de la edificación con el estado del corte actual.

O.E4: Comparar el diseño sísmico homologado (sistemas SMRF y OMRF) a los requerimientos de la norma NEC-15 mediante el estudio de caso brindando, así como hacer

recomendaciones a la norma NEC-SE-DS-15 sobre metodología de análisis y diseño para este tipo de sistemas.

1.5 ALCANCE

El presente trabajo de investigación se centra en la evaluación del desempeño sísmico de una estructura de alta resistencia y baja ductilidad (pórticos ordinarios resistentes a momentos, OMRF, filosofía de diseño antigua) que cumple con los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS, 2015), mediante análisis estático no lineal, seleccionando un caso de estudio representativo para obtener resultados usando la normativa vigente y actualizadas. Posteriormente se realizará un análisis comparativo de desempeños sísmicos con una estructura de baja resistencia y alta ductilidad (pórticos especiales resistentes a momentos, SMRF, filosofía de diseño moderna), determinando diferencias, ventajas y desventajas en el ámbito del desempeño estructural.

Es importante conocer que la principal limitación de esta investigación para establecer el alcance del estudio es la imposibilidad de generalizar resultados. Los resultados y conclusiones obtenidos no se pueden aplicar de manera generalizada a todas las estructuras de alta resistencia y baja ductilidad provista debido a las diversas variables que existen entre edificaciones como materiales, métodos constructivos, diseño geométrico, tipo de suelo, zona sísmica, etc. No obstante, se podrá aplicar y será de utilidad para una familia de estructuras que compartan características de configuración estructural redundancia y otros parámetros similares de diseño.

1.6 VARIABLES

1.6.1 Variables Dependientes

Desempeño sísmico de sistemas estructurales OMRF y SMRF

1.6.2 Variables Independientes

Parámetros de sismo y secciones de elementos estructurales conforme a la norma NEC-15

Diseño estructural de pórticos SMRF y OMRF

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES

2.1.1 Sistema estructural de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF)

Los pórticos ordinarios resistentes a momento se diseñan para proporcionar niveles mínimos de capacidad de deformación inelástica, a pesar de que no exista una definición cuantitativa de la capacidad requerida como la que existe para sistemas IMRF y SMRF, se puede establecer límites en base a normas de diseño de ciertos países, como la Norma Peruana (E.060, 2009) que establece una deriva máxima del 0.7% y la Norma Colombiana (NSR-10, 2010) que establece una deriva máxima del 1%, estos valores permiten que las estructuras de hormigón armado posean una gran resistencia y rigidez, evitando así el comportamiento no dúctil en su respuesta a las cargas laterales. Los sistemas OMRF están diseñados para proporcionar una mayor resistencia lateral que los sistemas IMRF y SMRF, y, por lo tanto, se diseñan utilizando un factor de reducción de carga sísmica menor, de hasta un $R=3$. El requisito básico de diseño para un OMRF es proporcionar un pórtico con conexiones fuertes. Es decir, las conexiones deben ser lo suficientemente fuertes como para que se produzca una acción inelástica significativa en respuesta a la carga sísmica en los elementos del pórtico, en lugar de los nudos.

2.1.2 Sistema estructural de pórticos intermedios resistentes a momentos

(IMRF)

Los pórticos intermedios resistentes a momento están diseñados para proporcionar niveles limitados de capacidad de rotación inelástica, con rotaciones de hasta el 2%. Debido a la menor capacidad de rotación inelástica de los sistemas IMRF en comparación con los sistemas SMRF, se

requiere para el diseño de estos sistemas el uso de un factor de reducción de carga sísmica menor al del sistema SMRF, de hasta un $R=5$.

En el sistema IMRF, se permite que la capacidad de deriva inelástica del sistema IMRF se derive de las deformaciones inelásticas de vigas y columnas.

2.1.3 Sistema estructural de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF)

Los pórticos especiales resistentes a momentos experimentan deformaciones inelásticas significativas durante grandes eventos sísmicos, están diseñados para que la mayor parte de la deformación inelástica tenga lugar como rotación en las rótulas plásticas de la viga que se generan en las zonas protegidas de la viga, evitando así la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas. Los sistemas SMRF presentan mayor capacidad de disipación de energía por lo que se pueden diseñar con un factor de reducción de carga sísmica de hasta $R=8$.

Con estos requisitos se logra que la estructura desarrolle una respuesta muy dúctil y con deriva de falla por estabilidad lateral del 4%.

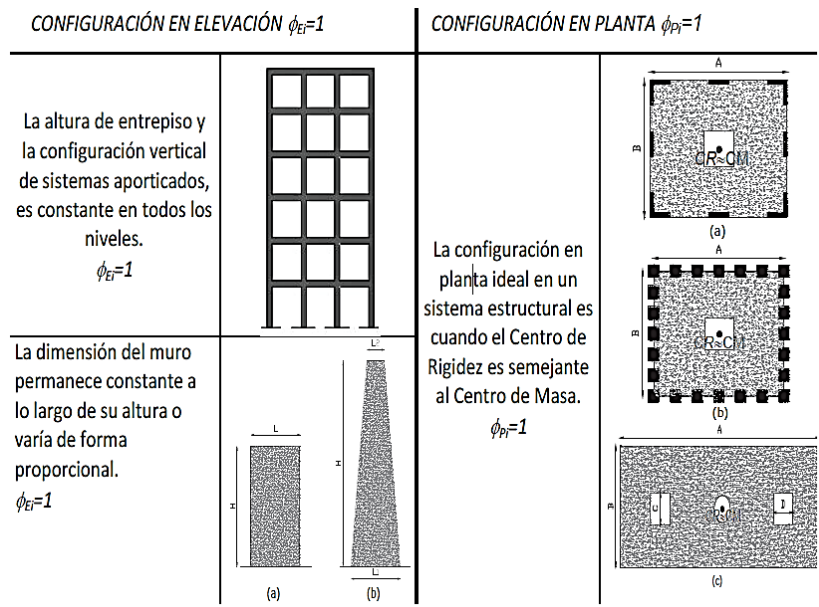
2.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

2.2.1 Configuraciones estructurales recomendadas

La NEC-SE-DS-15 establece que se procure que la estructura diseñada sea simple y regular, para lograr un adecuado desempeño sísmico, estas tienen que estar dentro de lo establecido en la siguiente figura.

Figura 1

Configuraciones estructurales recomendadas



Nota: Tomado de (NEC-SE-DS, 2015)

2.2.2 Configuraciones estructurales no recomendadas

La NEC-SE-DS-15 establece que los cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la figura 2, deben evitarse con la finalidad de impedir acumulación de daños en algunos componentes en disminución de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan.

Figura 2

Configuraciones estructurales no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Obtenido de (NEC-SE-DS, 2015)

Al utilizar una configuración similar a las no recomendadas, se debe demostrar el adecuado desempeño sísmico de la estructura mediante un análisis estático no lineal, siguiendo los lineamientos especificados de evaluación de desempeño en la NEC-SE-RE-15.

2.3 DUCTILIDAD ESTRUCTURAL

2.3.1 Definición

La ductilidad es la capacidad que posee una estructura en sus componentes o materiales, de deformarse más allá del estado límite elástico sin perder resistencia, disipando la energía generada por cargas cíclicas. Esto conlleva a que la estructura tenga una falla dúctil el cual es la falla ideal ante la acción de un evento sísmico.

Para lograr un específico nivel de ductilidad en una estructura de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado se debe de cumplir con un determinado detallamiento del acero de refuerzo en la conexión viga-columna o nudo definido entre el sistema resistente a sismos para poder generar las rótulas plásticas en los extremos de las vigas que permiten la redistribución de esfuerzo a otros elementos estructurales del sistema.

El caso de una estructura frágil se produce cuando no se alcanza la resistencia elástica a flexión por lo que conlleva a una falla repentina o falla súbita en los elementos estructurales o en otro modo de falla tal como corte o aplastamiento y a un nivel de carga menor que la de carga de resistencia a flexión, llevando a un riesgo elevado de la vida humana.

2.3.2 Requisitos: Estructura con ductilidad limitada (OMRF)

Para pórticos ordinarios resistentes a momentos, que son aquellas estructuras con una ductilidad mínima o limitada, deben cumplir con los requerimientos de la Sección 18.3 del Capítulo 18 del código ACI 318-19, los cuales indican que:

- ✓ Las vigas deben tener al menos dos barras continuas colocadas tanto en la cara superior como en la inferior. Las barras inferiores continuas deben tener un área no menor a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar fluencia del acero en tracción en la cara del apoyo.
- ✓ Las columnas que tengan longitudes no soportadas $l_u \leq 5c_1$ deben tener ϕV_n al menos igual al menor de a) y b):
 - a) El cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con

curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la mayor resistencia a flexión.

- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con $\Omega_0 E$ sustituyendo a E.

2.3.3 Requisitos: Estructura con ductilidad alta (SMRF)

Para pórticos especiales resistentes a momentos se deben cumplir con los requisitos los sistemas IMRF y con los requisitos de la Sección 18.6, 18.7, 18.8 y 18.10 del código ACI 318-19 y la normativa NEC-15.

2.3.3.1 Detalle para vigas

Las vigas de los pórticos resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante, debe cumplir con lo dispuesto en la Sección 18.6 del ACI 318-19, que establece lo siguiente:

- ✓ Las vigas deben cumplir con a) hasta c):
 - a) La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.
 - b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm.
- ✓ La cantidad de acero de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por sección 9.6.1.2 de ACI 318-19, y la cuantía de acero de refuerzo ρ no debe exceder 0.025 para acero de refuerzo con $f_y = 420$ MPa y 0.02 para acero de refuerzo con $f_y = 550$ MPa.
- ✓ La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a

momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

- ✓ Solo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslape no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en las ubicaciones identificadas de a) hasta c):
 - a) Dentro de los nudos.
 - b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo, $2H$.
 - c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico del comportamiento.
- ✓ Se debe colocar estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:
 - a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, $2H$, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
 - b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.
- ✓ El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de apoyo.

- ✓ Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.
- ✓ La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable M_{pr} y que la viga está cargada a lo largo de la luz con cargas gravitacionales.
- ✓ En la zona $2H$ debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ donde ocurran a) y b):
 - a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con el punto anterior representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en la zona $2H$.
 - b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f'_c / 20$.

2.3.3.2 Detalle para columnas

Las columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales, debe cumplir con lo dispuesto en la Sección 18.7 del ACI 318-19, que establece lo siguiente:

- ✓ Las columnas deben cumplir con a) y b):

- a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm.
 - b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.
- ✓ La resistencia mínima a flexión de las columnas debe cumplir con la sección 18.7.3 de ACI 318-19.
 - ✓ El área de acero de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos de $0.01A_g$ y no debe exceder de $0.06A_g$. En la NEC-SE-HM-15, no debe exceder de $0.03A_g$, por economía.
 - ✓ Los empalmes por traslapo se permiten solo dentro de la mitad central de la longitud del miembro, estos deben diseñarse como empalmes por traslapo en tracción y deben estar confinados por refuerzo transversal.
 - ✓ La separación del acero de refuerzo transversal no debe exceder la menor de a) hasta d):
 - a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna, $B_c/4$.
 - b) Para acero de refuerzo con $f_y = 420$ MPa, $6db$ longitudinal de menor diámetro.
 - c) Para acero de refuerzo con $f_y = 550$ MPa, $5db$ longitudinal de menor diámetro.
 - d) $s_o = 100 + (350 - h_x)/3$.

El valor de s_o no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

- ✓ La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir con lo exigido en la tabla 18.7.5.4 de ACI 318-19.
- ✓ Mas allá de la longitud l_o , el espaciamiento s no debe exceder al menor de 150 mm, $6db$ longitudinal para acero de refuerzo con $f_y = 420$ MPa y $5db$ longitudinal para acero de refuerzo con $f_y = 550$ MPa.

- ✓ La fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.
- ✓ El refuerzo transversal en las longitudes l_o , se deben diseñar para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$, cuando a) y b) sucedan simultáneamente:
 - a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con el punto anterior representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_o .
 - b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f'_c / 20$.

2.4 CARGAS

2.4.1 Cargas muertas

Las cargas permanentes esta constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanente a la estructura.

2.4.2 Cargas vivas

La carga viva, también llamada sobrecarga de uso, depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

2.4.3 Cargas factoradas (Método de diseño por resistencia)

En general las estructuras deben diseñarse para resistir la combinación de:

- ✓ Cargas permanentes
- ✓ Cargas variables (cargas vivas, cargas de viento y granizo)
- ✓ Cargas extraordinarias y transitorios (Acciones sísmicas)

2.4.3.1 Combinaciones de carga

Las estructuras deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño elástica iguale o exceda los efectos de las cargas de servicio incrementadas, de acuerdo con las siguientes combinaciones establecidas en sección 3.4.3 de la NEC-SE-CG-15.

Tabla 1

Combinaciones de cargas

Combo	Combinaciones de carga
1	1.4D
2	1.2 + 1.6L + 0.5max(Lr;S;R)
3	1.2D + 1.6 max (Lr; S; R) + max(L;0.5W)
4	1.2D + 1.0W + L + 0.5max (Lr; S; R)
5	1.2D + 1.0E + L + 0.2S
6	0.9D + 1.0W
7	0.9D + 1.0E

Obtenido de (NEC-SE-DS, 2015)

2.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Para el análisis y diseño de estructuras de hormigón armado, además de conocer la resistencia a compresión del hormigón y la resistencia de fluencia del acero, es de importancia conocer las demás propiedades mecánicas del hormigón y el acero, como son las deformaciones unitarias máximas y últimas, al igual que el módulo de elasticidad. Estas propiedades se pueden obtener mediante las curvas de esfuerzo-deformación, las cuales son el resultado de diversas pruebas experimentales.

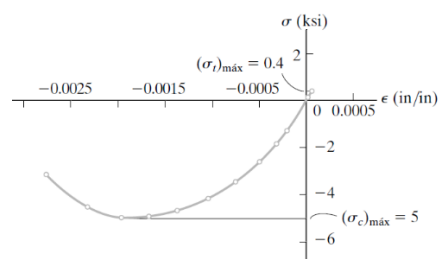
2.5.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad es la relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

En ACI 318-19, en la sección 19.2.2, se permite estimar el módulo de elasticidad del hormigón (E_c), conforme a la expresión $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$, kg/cm². Para el caso del acero, en la sección 20.2.2.2, permite tomar como módulo de elasticidad del acero (E_s) un valor de 200000 MPa.

Figura 3

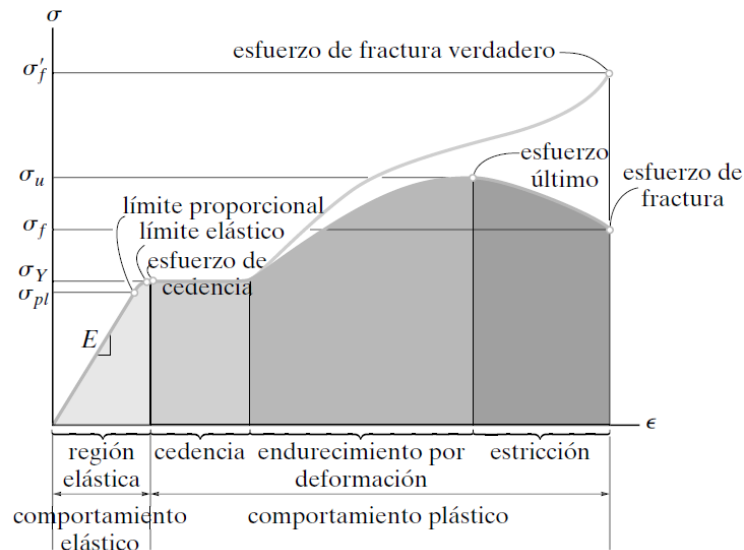
Diagrama esfuerzo-deformación para una mezcla típica de hormigón



Tomado de (Hibbeler, 2017)

Figura 4

Diagramas de esfuerzo-deformación convencional y verdadero para un material dúctil



Tomado de (Hibbeler, 2017)

2.5.2 Modelos constitutivos para el hormigón

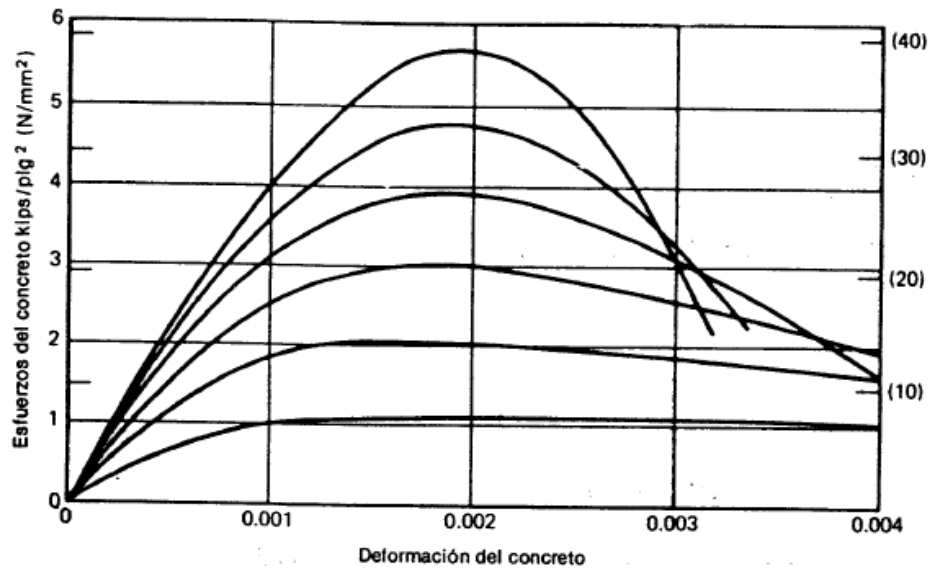
El hormigón es un material compuesto por cemento, arena, grava y agua, que al fraguar adquiere la propiedad de absorber esfuerzos a compresión y tensión, pero en menor magnitud. La resistencia del hormigón se obtiene a través de ensayos de rotura del hormigón, que se basa en romper muestras cilíndricas de hormigón a 3, 7 y 28 días, este último para comprobar la resistencia y a la deformación de diseño.

En la figura 5 se presentan curvas de esfuerzo-deformación para hormigones de distintas resistencias a las que se han aplicado cargas de compresión uniaxial. Se puede observar que un

hormigón que posee una alta resistencia a la compresión tiene una deformación mucho menor a un hormigón que posee una baja resistencia.

Figura 5

Curva de esfuerzo-deformación para cilindros de hormigón de diferente resistencia



Tomado de (Park & Paulay, 1978)

Se observa que la curva esfuerzo-deformación muestra una primera etapa en la cual el material presenta una deformación relativamente lineal hasta aproximadamente la mitad de su resistencia máxima a compresión, después de esta etapa la curva tiende a inclinarse con la horizontal hasta alcanzar su resistencia máxima, además presenta una última etapa en la cual la curva sufre una disminución en su resistencia hasta llegar a su deformación última. Para fines de diseño se suele utilizar modelos conservadores y sencillos para el cálculo de la fuerza resultante a compresión como el modelo del bloque rectangular de Whitney (1942) aceptado por ACI. (Aguar, 2003).

2.5.3 Modelo constitutivo para el hormigón confinado

Diversos estudios experimentales como los de Kent y Park (1971) y Mander (1988), han demostrado que un buen confinamiento mejora el comportamiento de un elemento y las deformaciones unitarias del mismo se incrementan, logrando que el material sea considerablemente más dúctil.

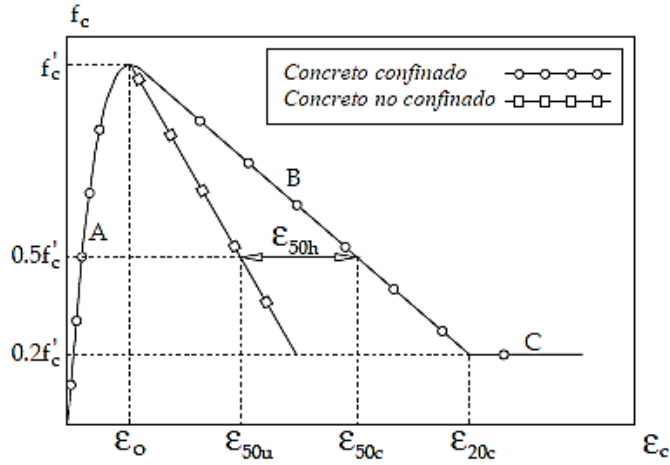
2.5.3.1 Modelo constitutivo de Kent y Park (1971)

El modelo propuesto por Kent y Park (1971) basado en pruebas experimentales, está formado por tres rangos (puntos A, B y C) que conforman la curva de esfuerzo-deformación como se muestra en la figura 6.

En el rango inicial A, los efectos por el confinamiento no se presentan y la curva es similar a un modelo no confinado, le sigue una forma parabólica de segundo grado en el intervalo $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o$, en el rango B, es idealizada con un decrecimiento lineal entre los límites $\varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$, hasta entrar en el rango C que indica que no existe punto de falla definido donde la capacidad de absorber fuerzas de compresión uniaxial es inexistente.

Figura 6

Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado



Tomado de (H. Méndez, 2011)

Las expresiones que definen los rangos de la curva son las siguientes:

En el rango $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o$ (primera rama):

$$f_{cA} = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. 1} \quad \text{Ec. 2.4} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

En el rango $\varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$ (segunda rama):

$$f_{cB} = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_o)] \quad \text{Ec. 2} \quad \text{Ec. 2.5} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

En el rango $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$ (tercera rama):

$$f_{cC} = 0.20f'_c \quad \text{Ec. 3} \quad \text{Ec. 2.6} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_o)} \quad \text{Ec. 4} \quad \text{Ec. 2.7} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_o f'_c}{f'_c - 1000} \quad \text{Ec. 5} \quad \text{Ec. 2.8} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}}$$

Ec. 6

Ec. 2.9
[H. Méndez, 2011]

Donde:

ε_c = Deformación unitaria del hormigón.

ε_o = Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima a compresión del concreto f'_c .

ε_{20c} = Deformación unitaria asociada al $0.2f'_c$.

b_c = Ancho de la sección.

s = Separación de estribos.

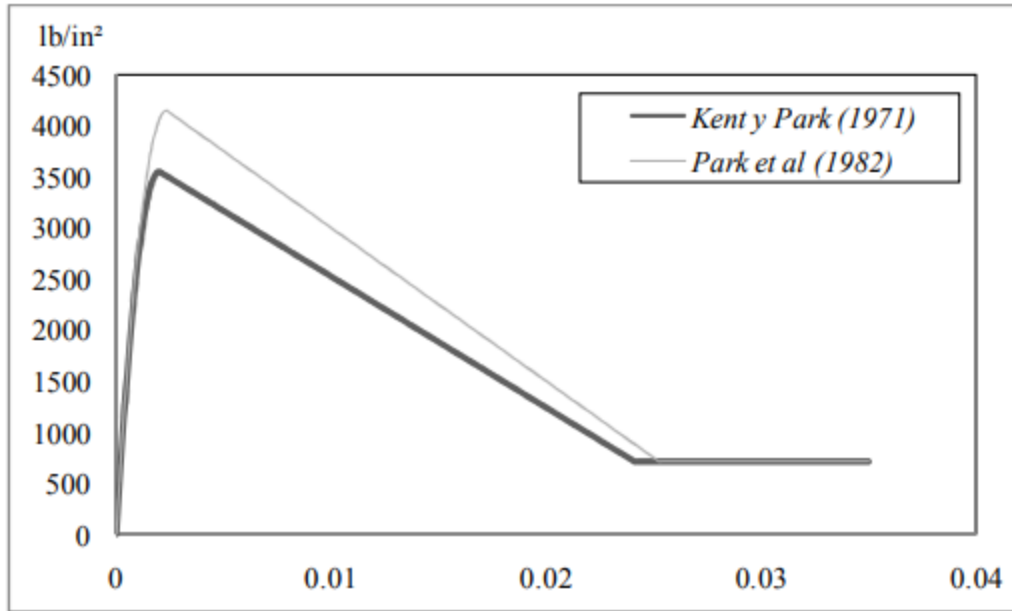
ρ_s = Relación entre el volumen de estribos y el volumen de hormigón confinado.

2.5.3.2 Modelo constitutivo modificado de Park (1982)

Este modelo es una variación del modelo propuesto por Kent y Park (1971) definido anteriormente, esta nueva propuesta toma en cuenta que el confinamiento no solo incrementa las deformaciones del hormigón, sino que también los esfuerzos, dicho incremento está definido por un factor k , que depende exclusivamente del confinamiento que se le dé al elemento.

Figura 7

Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple (*Park & Kent, 1971*) y uno confinado (*Park et al., 1982*).



Tomado de (Aguiar, 2003a)

La resistencia máxima a la compresión en el nuevo modelo de Park et al (1982), tiene un valor de $k f'_c$, y está asociada a una deformación $k\varepsilon_o$. El factor k, está definido por la siguiente ecuación:

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \quad \text{Ec. 7} \quad \text{Ec. 2.10} \quad [\text{Aguiar, 2003}]$$

Las expresiones que definen los rangos de la curva son las siguientes:

Para la primera rama, en el rango $0 \leq \varepsilon_c \leq k\varepsilon_o$

$$f_{cA} = kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{k\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. 8} \quad \text{Ec. 2.10} \quad [\text{Aguiar, 2003}]$$

Para la segunda rama, en el rango $k\varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$

$$f_{cB} = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - k\varepsilon_o)] \quad \text{Ec. 9} \quad \text{Ec. 4.8} \quad [\text{Aguiar, 2003}]$$

$$Z = \frac{0.5}{(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k\varepsilon_o)}$$

Ec. 4.9
Ec. 10 [Aguiar, 2003(Mander et al., 1988a)]

2.5.3.3 Modelo constitutivo de Mander

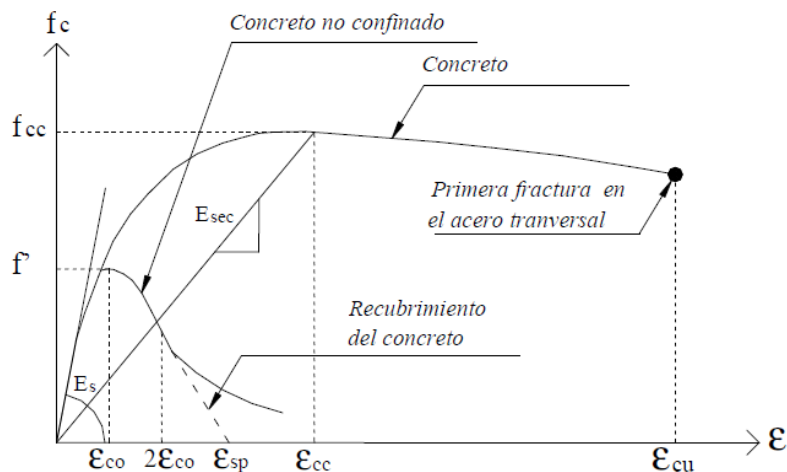
El modelo propuesto por Mander et al., 1988, está definido por una curva continua, también considera el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, ε_c , si no también la resistencia a compresión del concreto. Este método es aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas. (Popovics, 1973).

En este modelo la deformación unitaria última o de falla del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes.

En la Figura. 8 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un hormigón no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por (Mander et al., 1988).

Figura 8

Modelo constitutivo de Mander para el hormigón confinado y no confinado



Tomado de (H. Méndez, 2011)

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander et al. (1988), se define mediante las siguientes expresiones:

$$f'_c = \frac{xf_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad \text{Ec. 11} \quad \text{Ec. 2.14} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \text{Ec. 12} \quad \text{Ec. 2.15} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Ec. 13} \quad \text{Ec. 2.16} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad \text{Ec. 14} \quad \text{Ec. 2.17} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

Donde:

f_{cc} = Resistencia máxima del hormigón confinado.

f'_c = Resistencia máxima del hormigón no confinado.

ϵ_c = Deformación unitaria del hormigón.

ϵ_{cu} = Deformación unitaria ultima.

ϵ_{co} = Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto f'_c .

ϵ_{sp} = Deformación unitaria ultima asociada al recubrimiento del hormigón.

ϵ_{cc} = Deformación unitaria del hormigón simple, asociada al esfuerzo máximo confinante.

E_c = Modulo de elasticidad del hormigón no confinado.

E_{sec} = Modulo secante del hormigón confinado asociado al esfuerzo máximo confinante

La resistencia máxima a compresión f_{cc} esta en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo f_{le} , y el tipo de estribo de confinamiento.

Para secciones rectangulares o cuadradas la resistencia máxima a compresión f_{cc} , se define mediante las siguientes expresiones:

$$f_{cc} = \lambda f'_c \quad \text{Ec. 15} \quad \begin{array}{l} \text{Ec. 2.23} \\ \text{[H. Méndez, 2011]} \end{array}$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} k_e f_{yh} \quad \text{Ec. 16} \quad \begin{array}{l} \text{Ec. 2.24} \\ \text{[H. Méndez, 2011]} \end{array}$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} k_e f_{yh} \quad \text{Ec. 17} \quad \begin{array}{l} \text{Ec. 2.25} \\ \text{[H. Méndez, 2011]} \end{array}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad \text{Ec. 18} \quad \begin{array}{l} \text{Ec. 2.26} \\ \text{[H. Méndez, 2011]} \end{array}$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad \text{Ec. 19} \quad \begin{array}{l} \text{Ec. 2.27} \\ \square \end{array}$$

Donde:

f_{cc} = Resistencia máxima del hormigón confinado.

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón.

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

λ = Factor de esfuerzo confinado.

ρ_{cc} = Relación del área de acero longitudinal y el área de hormigón confinado.

A_e = Área confinada efectiva, se utiliza A_{sx} o A_{sy} dependiendo si la sección es paralela al eje “x” o al eje “y”.

A_{sx}, A_{sy} = Área de refuerzo transversal paralela al eje “x” o “y”.

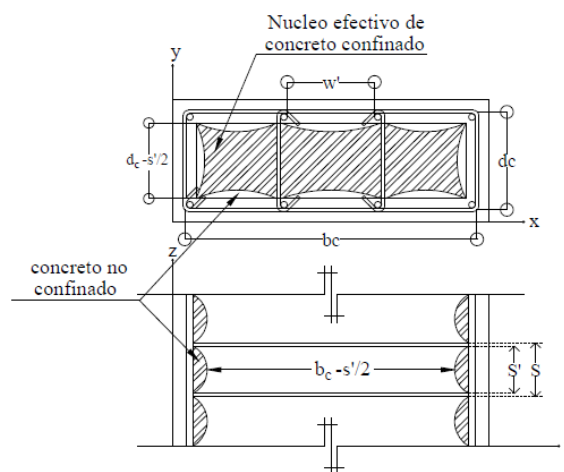
f_{lx}, f_{ly} = Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y”.

s', s = Separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente.

En la imagen x y x se muestra de forma esquemática las variables que se usan en las expresiones descritas con anterioridad que definen el modelo de (Mander et al., 1988b).

Figura 9

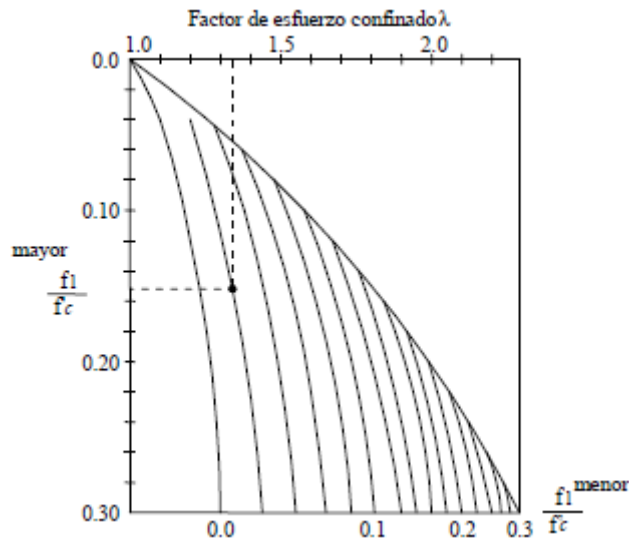
Núcleo efectivo de hormigón confinado para una sección rectangular



Tomado de (H. Méndez, 2011)

Figura 10

Factor de confinamiento, “ λ ” para elementos cuadrados y rectangulares.



Tomado de (H. Méndez, 2011)

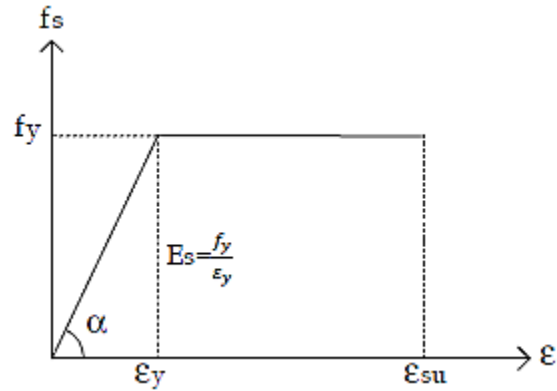
2.5.4 Modelo constitutivo del acero de refuerzo

El acero de refuerzo es un material que posee una gran resistencia a la tensión, cualidad por la cual se usa para resistir principalmente los esfuerzos de tensión que se inducen en los elementos estructurales de hormigón armado. Cuando los esfuerzos a compresión actuantes son grandes, comúnmente se usa refuerzo longitudinal a compresión, el cual trabaja en conjunto con el concreto para resistirlas (H. Méndez, 2011).

Para diseño y evaluación sísmica, es común usar una aproximación de la curva esfuerzo-deformación denominado “Modelo elastoplástico perfecto”. Este modelo no toma en consideración la propiedad del endurecimiento del acero a acciones de deformación, al considerar que el acero no toma esfuerzos más allá de la fluencia, pero si considera las deformaciones mayores a esta.

Figura 11

Curva esfuerzo-deformación del modelo elastoplástico perfecto para el acero sometido a tensión

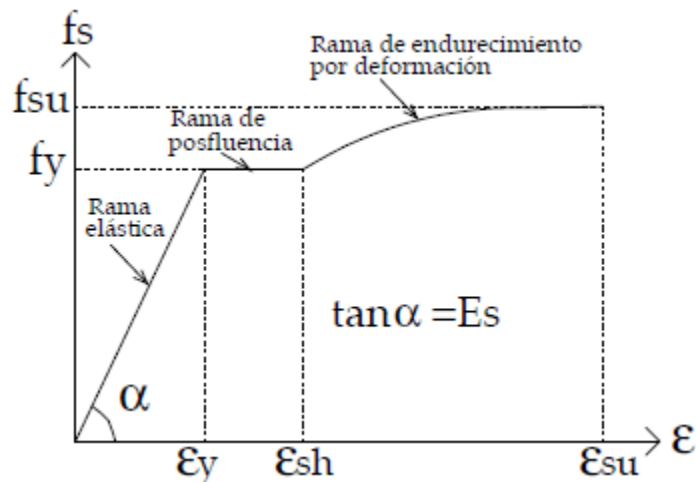


Tomado de (H. Méndez, 2011)

Generalmente, la curva de esfuerzo-deformación a tensión está formada por tres rangos: el rango elástico lineal, rango plástico y el rango de endurecimiento por deformación, como se muestra en la Figura 12.

Figura 12

Curva esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión.



Tomado de (H. Méndez, 2011)

Los modelos propuestos por Park y Paulay (1975), Mander (1984) y otros autores para el acero, se diferencian en la forma de calcular la zona de endurecimiento, donde cada uno propone una formula diferente, pero manteniendo la forma general de la curva de esfuerzo-deformación.

2.5.4.1 Modelo constitutivo del acero de Park y Paulay

Este modelo propuesto por Park y Paulay (1975), definen la zona de endurecimiento por deformación por el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$.

El valor de los esfuerzos f_s en la zona de endurecimiento por deformacion se define mediante la siguiente expresión:

$$f_s = \left[\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right] f_y \quad \text{Ec. 20} \quad \text{Ec. 2.28} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

Donde los valores de m, r y u se obtienen de pruebas experimentales o de las siguientes expresiones:

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad \text{Ec. 21} \quad \text{Ec. 2.29} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad \text{Ec. 22} \quad \text{Ec. 2.30} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

$$u = \epsilon_s - \epsilon_{sh} \quad \text{Ec. 23} \quad \text{Ec. 2.31} \quad [\text{H. Méndez, 2011}]$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia nominal en el acero

f_{su} = esfuerzo ultimo

ϵ_s = Deformacion unitaria del acero

ϵ_{su} = Deformacion unitaria ultima

ϵ_{sh} = Deformacion unitaria donde inicia la zona de endurecimiento por deformacion

2.5.4.2 Modelo constitutivo del acero de Mander

En el modelo de Mander et al. (1984), los esfuerzos en el acero dentro de la zona de endurecimiento por deformación se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p \quad \text{Ec. 24} \quad \text{Ec. 2.32} \\ \text{[H. Méndez, 2011]}$$

El parámetro “p” proporciona la forma de la curva de la zona de endurecimiento por deformación, y esta se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$p = \frac{\ln \left(\frac{f_{su} - f_{si}}{f_{su} - f_y} \right)}{\ln \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{si}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)} \quad \text{Ec. 25} \quad \text{Ec. 2.33} \\ \text{[H. Méndez, 2011]}$$

2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL (AEL)

El análisis estático lineal es el estudio de la respuesta estructural ante la acción de cargas sísmicas estáticas, que se basa en la representación de la acción sísmica con fuerzas horizontales que actúan en cada nivel de piso, estas fuerzas se obtienen con el método de fuerzas laterales equivalente.

El código ASCE 7-22, en la sección C12.8 indica que el método de fuerza lateral proporciona una forma sencilla de incorporar los efectos de la respuesta dinámica inelástica en un análisis estático lineal. Dicho método comprende en el seguimiento de 3 pasos fundamentales:

1. Determinación del cortante basal.

$$V = C_s W$$

Ec. 26

Ec. 12.8-1
[ASCE/SEI7]

2. Distribución del V verticalmente en la estructura.
3. Distribución del V horizontalmente en la estructura.

En la sección C12.8.1 del ASCE 7-22 establece que se debe tratar la estructura como un sistema de un solo grado de libertad con una participación de masa del 100% en el modo fundamental, en la ecuación 26 la variable V se expresa como el producto del peso sísmico efectivo, W, y el coeficiente de respuesta sísmica, Cs, que es un valor sin unidades dependiente del período que representa la pseudo-aceleración espectral sísmica horizontal, Sa, dividida para g. Cs se reduce mediante el factor de reducción de cargas sísmicas de diseño, R, se aumenta con el factor de importancia, I, según corresponda el caso que se analiza, para tener en cuenta el comportamiento inelástico y proporcionar un mejor rendimiento para estructuras esenciales o de ocupación especial. Siendo $C_s = (I/R)S_a$.

2.7 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL)

El procedimiento estático no lineal (NSP, por sus siglas en inglés), a menudo llamado "Pushover", utiliza técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones estructurales sísmicas. El procedimiento dinámico no lineal (NDP, por sus siglas en inglés), también conocido como análisis del historial de respuesta no lineal, requiere un juicio y una experiencia considerable para su realización. (ASCE/SEI 41, 2023)

El análisis estático no lineal es generalmente un enfoque más confiable para caracterizar el desempeño de una estructura que los procedimientos lineales. Sin embargo, no es exacto y no puede explicar con precisión los cambios en la respuesta dinámica a medida que la estructura se degrada en rigidez; tampoco puede tener en cuenta los efectos de modo superior en sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF). Cuando el análisis estático no lineal se utiliza en una estructura que tiene una respuesta de modo significativamente más alta, el análisis dinámico lineal también se utiliza para verificar la idoneidad de la evaluación o la actualización. Cuando se adopta este enfoque, se permiten criterios menos restrictivos para el análisis dinámico lineal porque se reconoce que se obtiene un mejor conocimiento al realizar ambos procedimientos del análisis. La relación de resistencia, μ_{strength} , es una medida del grado de no linealidad, y μ_{max} es una medida de la degradación del sistema. Las estructuras que experimentan demandas no lineales que exceden μ_{max} tienen una degradación significativa y se requiere un análisis dinámico no lineal para confirmar la estabilidad dinámica del edificio. (ASCE/SEI 41, 2023)

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)

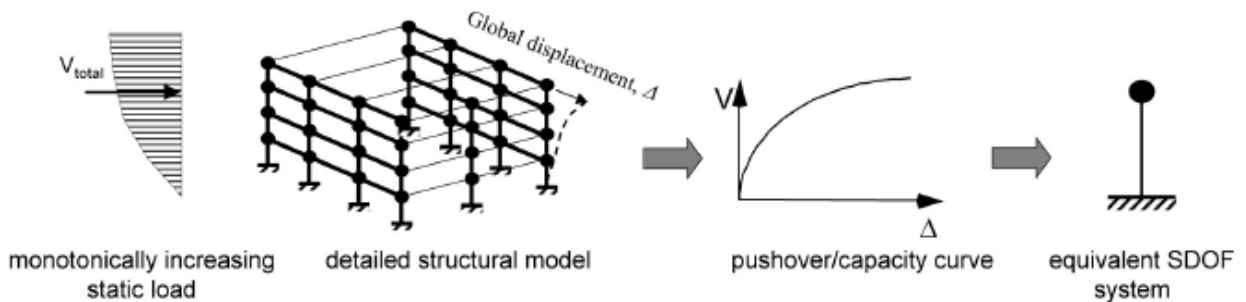
El análisis Pushover es el procedimiento de mayor aceptación y uso, pero posee limitaciones en su procedimiento. Dentro de las limitaciones del Pushover se encuentra que este análisis generalmente se simplifica y solo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, el cual representa una forma 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 rótulas plásticas que se ubican en las zonas donde se espera un comportamiento inelástico (Paredes, 2016).

FEMA 440-05 representa mediante la figura 13 que, al emplear el método no lineal, se debe generar un modelo estructural al que se le aplica uno o varios patrones de carga lateral (vectores), luego se aumenta la magnitud de la carga total para generar una relación fuerza-deformación inelástica no lineal. El vector de carga suele ser una representación aproximada de las aceleraciones relativas asociadas con el primer modo de vibración de la estructura.

Figura 13

Esquema que representa el desarrollo de un sistema equivalente SDOF a partir de una curva de capacidad (Pushover).



Tomado de (FEMA 440, 2005)

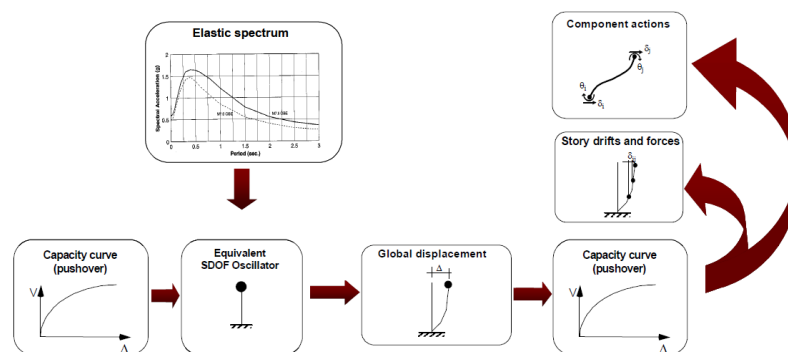
2.7.1 Procedimiento de análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal (AENL) es un procedimiento secuencial no lineal, en donde se observa la deformación global del edificio a través de un modelo matemático compuesto por elementos con relaciones fuerza-desplazamiento no lineales que representan el comportamiento de la acción de las fuerzas en los elementos de la edificación. Se aplican fuerzas crecientes lineales al modelo matemático, lo que permite la redistribución de fuerzas a medida que los elementos alcanzan su resistencia de fluencia. El modelo matemático realiza un seguimiento de la deformación posterior a la fluencia de los elementos, que luego se compara con los criterios de aceptación. (ASCE/SEI 41, 2023)

El desplazamiento de diseño tiene como objetivo representar el desplazamiento máximo probable para el nivel de sismo seleccionado. Debido a que el modelo matemático tiene en cuenta directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas calculadas deben ser razonables de las esperadas para el nivel de sismo seleccionado. (ASCE/SEI 41, 2023)

Figura 14

Diagrama de flujo que representa el proceso que se sigue en los procedimientos estáticos no lineales



Tomado de (FEMA 440, 2005)

2.7.1.1 Nodo de control

El nodo de control se ubica en el centro de masa en la parte superior (techo) de un edificio. En edificaciones con ático, se considera el piso de este como el nivel del nodo de control. El desplazamiento del nodo de control se calcula para las fuerzas sísmicas especificadas en el modelo matemático. (ASCE/SEI 41, 2023)

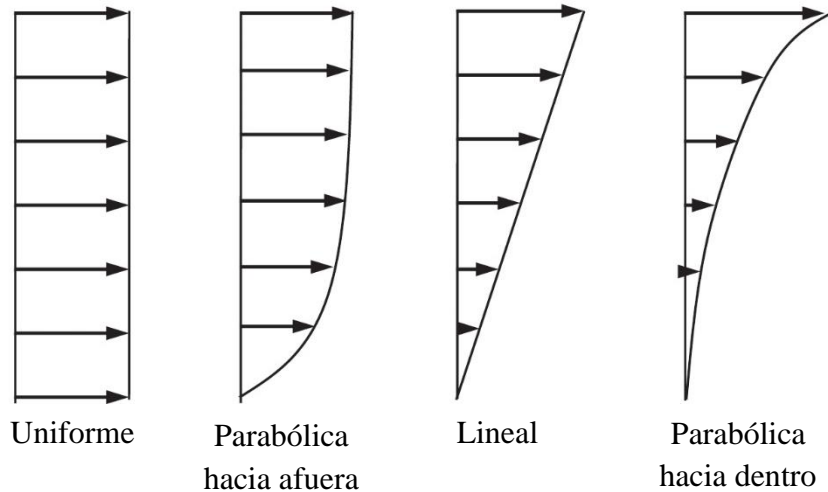
2.7.1.2 Distribución de fuerzas laterales

La distribución de las fuerzas inerciales laterales determina las magnitudes relativas de cortantes, momentos y deformaciones dentro de la estructura. Se espera que la distribución real de estas fuerzas varíe de manera continua durante la respuesta a la acción sísmica, a medida que zonas de la estructura cedan y cambien sus características de rigidez, los extremos de esta distribución dependen de la severidad del movimiento sísmico y del grado de respuesta no lineal de la estructura. (ASCE/SEI 41, 2023)

Anteriormente, se han utilizado más de un patrón de fuerza sísmica como una forma de acotar el acotar el rango de acciones que puedan ocurrir durante la respuesta dinámica real. Sin embargo, la investigación en FEMA 440-05 ha demostrado que múltiples de patrones de fuerza apenas mejoran la precisión de los procedimientos estáticos no lineales, y se recomienda utilizar un único patrón basado en la forma del primer modo. (ASCE/SEI 41, 2023)

Figura 15

Patrones de distribución de fuerzas horizontales



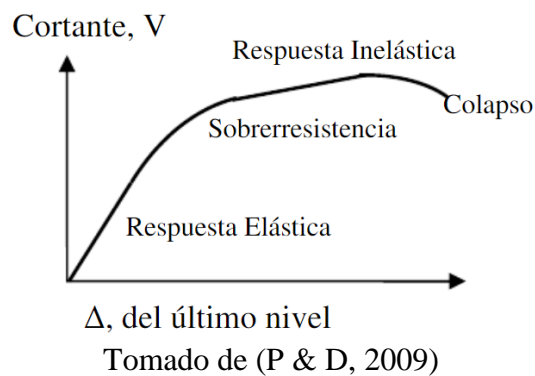
Adaptado de (Liu et al., 2022)

2.7.2 Curva de capacidad (*Pushover*)

La curva de capacidad tiene el objetivo de mostrar la capacidad de una edificación para absorber una fuerza lateral, como la inducida por un sismo. En la curva de capacidad, se representa el cortante basal en función del desplazamiento del edificio en el nodo de control seleccionado en el último piso.

Figura 16

Curva de capacidad



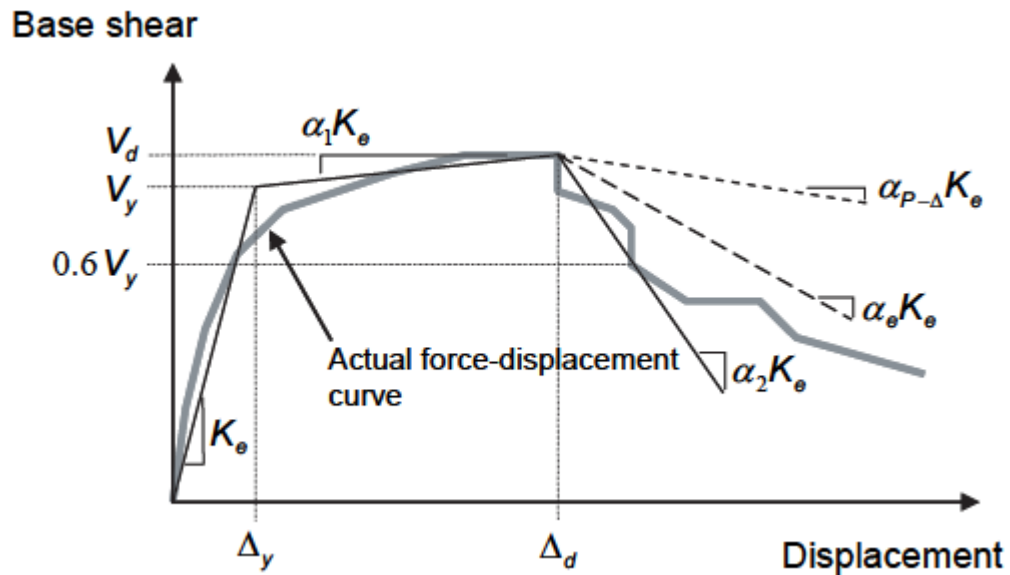
2.7.2.1 Curva idealizada fuerza-deformación

La curva idealizada de fuerza-desplazamiento se desarrolla mediante un procedimiento grafico iterativo para equilibrar las áreas bajo la curva real y la idealizada hasta el valor Δ_d , de modo que la curva idealizada tenga las propiedades definidas en la sección 7.3.2.5 del ASCE 41-23. La definición de curva idealizada de fuerza-desplazamiento se modificó a partir de la definición de FEMA 356, según las recomendaciones de FEMA 440-05.

La relación no lineal entre la fuerza y desplazamiento entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control se reemplaza con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, k_e , y la resistencia de fluencia, V_y , del edificio, como se muestra en la Figura 17.

Figura 17

Curva idealizada de fuerza-desplazamiento.



Tomado de (FEMA 440, 2005)

El primer tramo de la curva idealizada de fuerza-desplazamiento comienza en el origen y tiene una pendiente igual a la rigidez lateral, K_e . Esta rigidez lateral efectiva se calcula como la

rigidez secante en un cortante basal igual al 60% de la resistencia de fluencia efectiva, V_y , de la estructura.

La resistencia de fluencia efectiva no necesita por economía considerarse mucho mayor que el cortante basal elástico de diseño a lo largo de la curva. Así la resistencia provista a la primera cedencia de la estructura debe ser mayor o igual a la resistencia requerida al cortante de diseño sísmico.

El segundo tramo de la curva idealizada representa la pendiente positiva posterior a la fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por el punto (V_d, Δ_d) y un punto en la intersección con el primer tramo de la curva idealizada, de modo que las áreas encima y por debajo de la curva real estén aproximadamente equilibradas. El punto (V_d, Δ_d) será un punto en la curva de capacidad de fuerza-desplazamiento al desplazamiento límite requerido; o en el desplazamiento correspondiente al cortante basal de la capacidad nominal máxima de diseño, $V_d \geq \Omega_o$, donde Ω_o es la sobre-resistencia de la estructura, o el que sea menor.

El tercer tramo de la curva idealizada representa la pendiente negativa posterior a la a fluencia ($\alpha_2 K_e$), determinada por el punto al final de la pendiente positiva entre (V_y, Δ_y) y (V_d, Δ_d) , y el punto en el que el cortante de capacidad inelástica se degrada al 60% de la resistencia de fluencia efectiva, $0.6V_y$.

2.7.3 Punto de desempeño

El punto de desempeño es el desplazamiento máximo esperado de la parte superior del edificio (techo), el cual se calcula para un nivel de sismo determinado. Con los valores obtenidos de los procedimientos no lineales realizados se puede deducir la cantidad de daño que se puede presentar en la estructura, realizando una comparación con los objetivos de desempeño, lo que permite identificar las deficiencias estructurales en cada zona de la edificación y rehabilitarlas con acciones correctivas de ser necesario.

El punto de desempeño es el resultado de la superposición de la curva de capacidad y de la curva de demanda. El punto en el que ambas equivalen en términos de energía, y al graficarse junta dichas curvas en una misma figura, se intercepta y simultáneamente define el cortante de reacción a la base correspondiente al desplazamiento máximo objetivo para la intensidad (nivel) de terremoto seleccionado (típicamente el sismo de diseño TR=475 años o el máximo considerado con TR=2475 años).

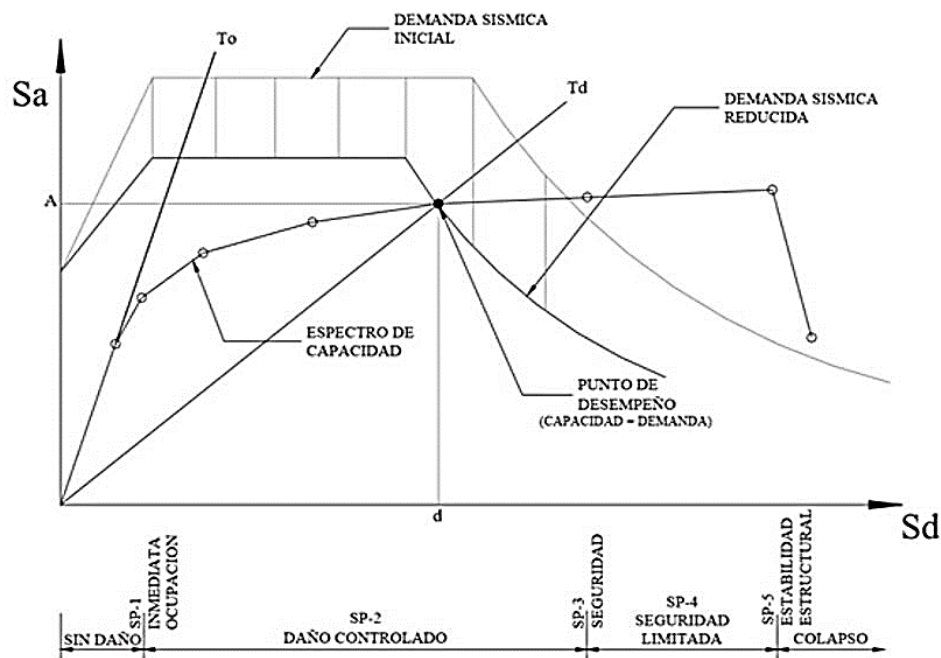
Existen varios métodos matemáticos para la determinación del punto de desempeño, propuesto por varias normas internacionales. En la sección 2.8 de este estudio se describen los dos métodos más aceptados.

2.8 MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEALES DE ESPECTRO-CAPACIDAD

El método de espectro-capacidad (CSM) presentado por ATC-40 y mejorado por FEMA 440-05, se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente, el cual consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica, para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación. (Hernández, 2022)

Figura 18

Representación gráfica del método espectro-capacidad



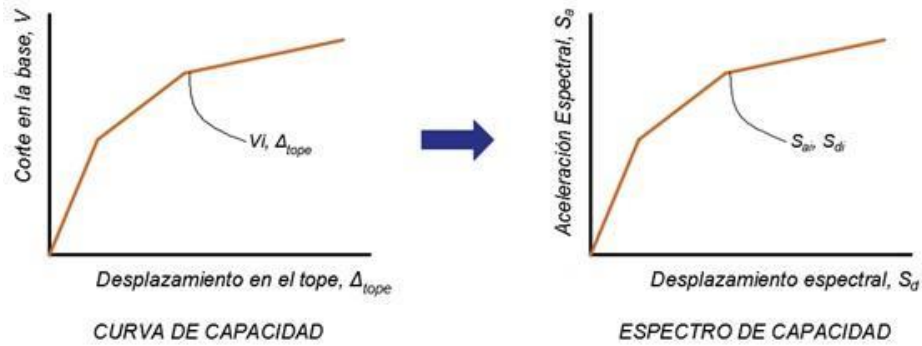
Tomado de (Hernández, 2022)

El espectro de respuesta es una gráfica que representa el periodo vs la aceleración espectral y la curva de capacidad es una gráfica que representa el desplazamiento del piso superior vs el cortante basal, por lo que es necesario establecer una gráfica en formato ADRS (Acceleration-

Displacement Response Spectrum), donde se convierte la demanda y la capacidad en términos de aceleraciones y desplazamiento espectrales (S_a - S_d).

Figura 19

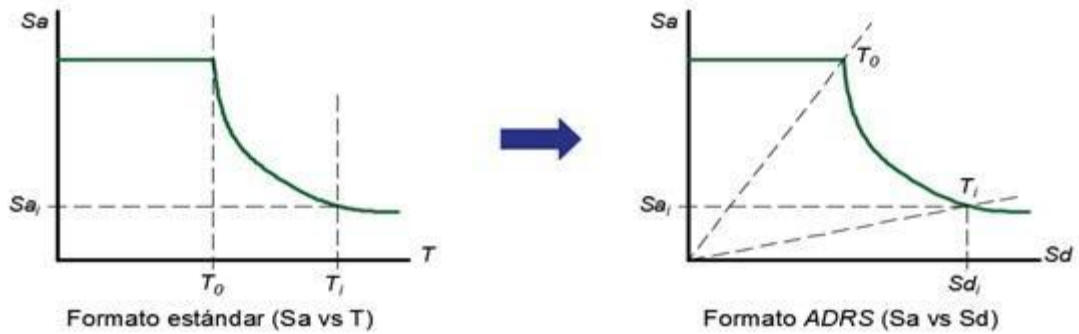
Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad



Tomado de (Hernández, 2022)

Figura 20

Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda



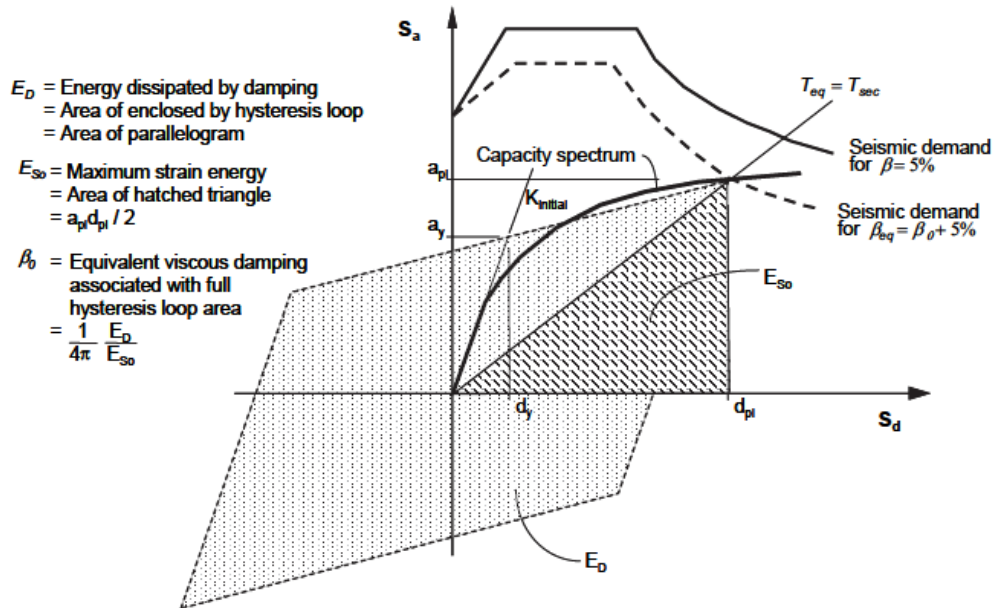
Tomado de (Hernández, 2022)

2.8.1 Método de espectro-capacidad de linealización equivalente de ATC-40

En el método de espectro-capacidad (CSM) de ATC-40, el proceso inicia con la generación de una gráfica fuerza-deformación para la edificación, esta grafica es similar a la obtenida mediante el método de coeficientes de FEMA 356 y ASCE 41-23, a diferencia que esta se presenta en un formato ADRS.

Figura 21

Representación gráfica del método espectro-capacidad de linealización equivalente de ATC-40



Tomado de (FEMA 440, 2005)

El método de espectro-capacidad de linealización equivalente, asume un amortiguamiento equivalente del sistema proporcional al área encerrada por la curva de capacidad. El periodo equivalente, T_{eq} , es el periodo secante en el cual la demanda de movimiento sísmico, reducida por el amortiguamiento equivalente, interseca la curva de capacidad. Dado que el periodo equivalente y el amortiguamiento están en función del desplazamiento, la solución para determinar el punto de desempeño es iterativa. ATC-40 impone límites al amortiguamiento equivalente para tener en cuenta la degradación de resistencia y la rigidez. (FEMA 440, 2005)

2.8.2 Método mejorado de espectro-capacidad de linealización equivalente de FEMA 440

FEMA 440-05 presenta un procedimiento mejorado de linealización equivalente como una modificación al método de espectro-capacidad de ATC-40. Las recomendaciones para los procedimientos mejorados de linealización equivalente se basan en nuevas expresiones para determinar el amortiguamiento y el periodo efectivos, además de técnicas para modificar el espectro de demanda resultante para que resulte similar a la obtenida por el método CSM de ATC-40, el cual es utilizada para establecer el punto de desempeño.

FEMA 440-05 presenta 3 procedimientos para determinar el punto de desempeño, los cuales se resumen a continuación:

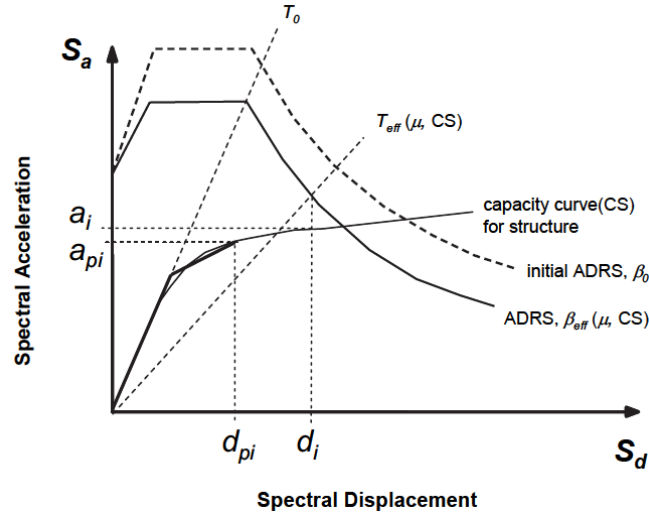
2.8.2.1 Procedimiento A: Iteración directa

Este método indica que al ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando β_{eff} y determinando los parámetros d_i y a_i , al intersecar T_{eff} con la demanda para β_{eff} . Los valores obtenidos se comparan para el valor estimado d_i , con el valor inicial d_{pi} propuesto. Si el margen de error entre estos dos valores es de $\pm 5\%$, este será el punto de desempeño, caso contrario se asume nuevos valores de a_{pi} y d_{pi} , hasta coincidir.

Figura 22

Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la iteración directa

(Procedimiento A)



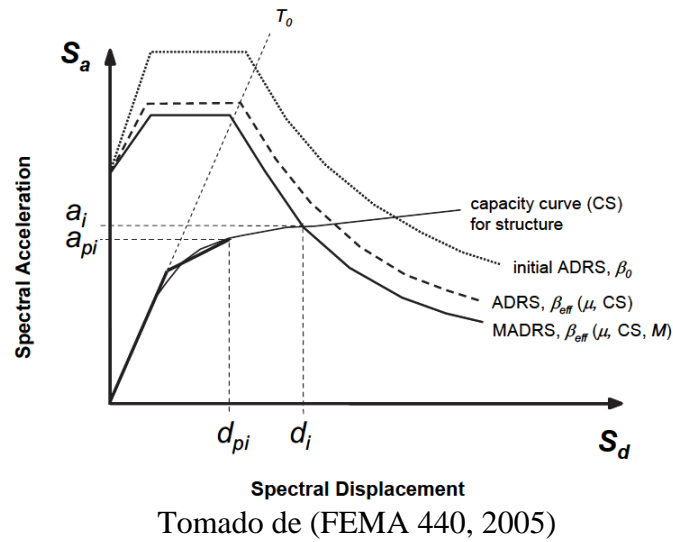
Tomado de (FEMA 440, 2005)

2.8.2.2 Procedimiento B: Intersección con demanda (MADRS)

Este método indica que al ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando β_{eff} , además de multiplicar los valores de aceleración de la demanda por el factor de modificación M , calculado con T_{eff} . Y estimando a_i y d_i , mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad, como se muestra en la figura 13. Se compara el valor estimado d_i con el valor inicial d_{pi} propuesto. Si el margen de error entre estos dos valores es de $\pm 5\%$, este será el punto de desempeño, caso contrario se asume nuevos valores de a_{pi} y d_{pi} , hasta coincidir.

Figura 23

determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro-capacidad con MADRS (Procedimiento B)

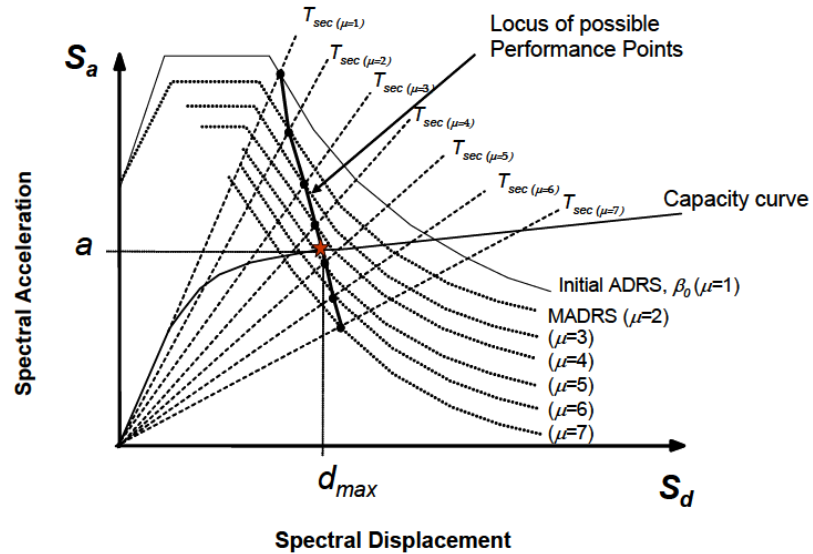


2.8.2.3 Procedimiento C: Búsqueda de posibles puntos de desempeño

Este método indica que al ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando β_{eff} , además de multiplicar por el factor de modificación M , hallado con T_{eff} , para generar un espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento MADRS. Esto genera un posible punto de desempeño al intersecar T_{sec} , con la demanda MADRS, para generar puntos de desempeño posibles que disminuye o incrementa el punto de desempeño asumido, entonces para determinar el punto de desempeño real, este será aquel punto que interseque al espectro de capacidad.

Figura 24

Búsqueda de posibles puntos de desempeño (Procedimiento C)



Tomado de (FEMA 440, 2005)

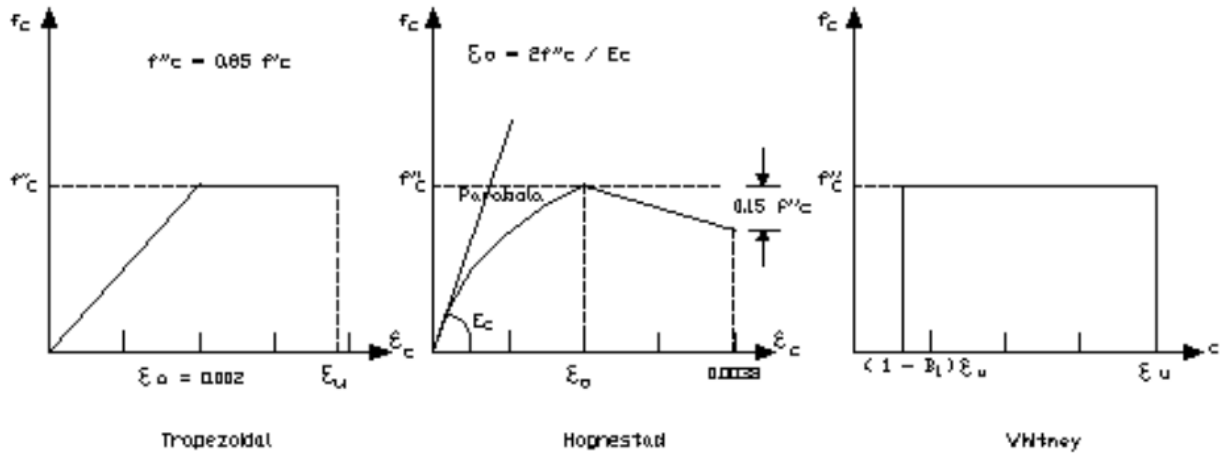
2.9 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS ELEMENTOS

2.9.1 Diagrama Momento-Curvatura

El diagrama Momento-Curvatura ($M - \phi$) es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del hormigón y del acero de refuerzo. Al emplear el bloque rectangular de Whitney (1942) para el hormigón y modelo elastoplástico para acero de refuerzo. Los valores de la ductilidad por curvatura (μ_ϕ) que se obtengan serán bajos. En cambio, al usar los modelos de hormigón confinado como el propuesto por Park (1982) y un modelo de acero que contemple el endurecimiento post fluencia, los valores μ_ϕ serán mas altos y mas cercanos al comportamiento real del elemento. (Aguiar, 2003)

Figura 25

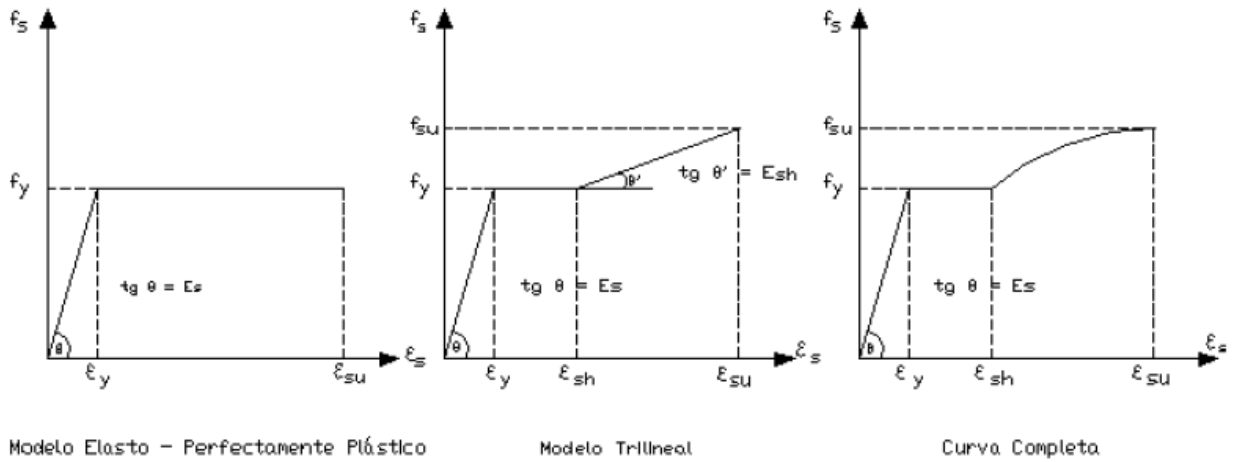
Modelos para hormigón no confinado



Tomado de (Aguiar, 2003a)

Figura 26

Modelos del acero de refuerzo



Tomado de (Aguiar, 2003)

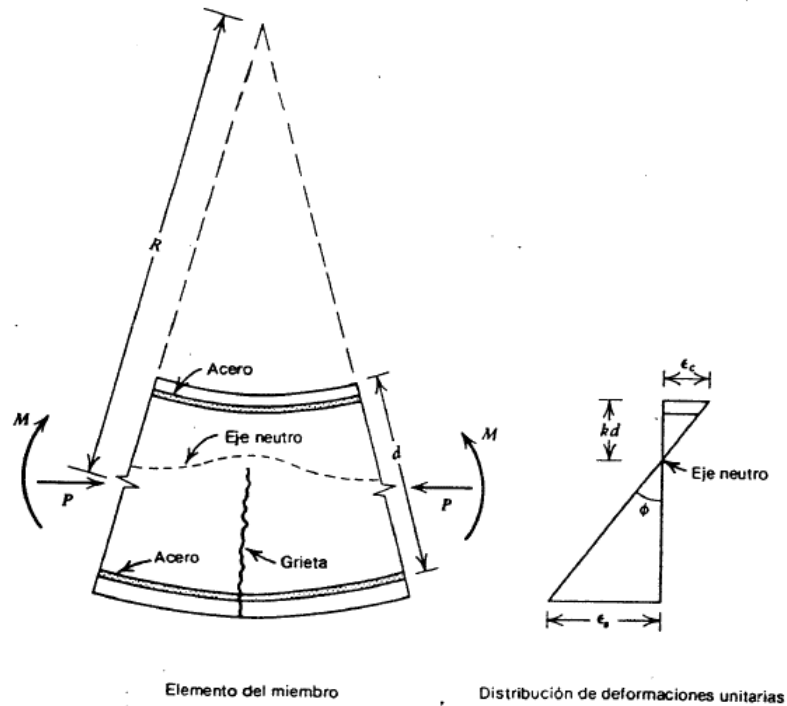
2.9.1.1 Curvatura de un elemento

La figura 27 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro k_d , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c , y la deformación del

acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del elemento debido a que entre grietas el concreto toma cierta tensión.

Figura 27

Deformación de un elemento a flexión



Tomado de (Park & Paulay, 1978)

2.9.1.2 Forma idealizada del diagrama Momento-Curvatura

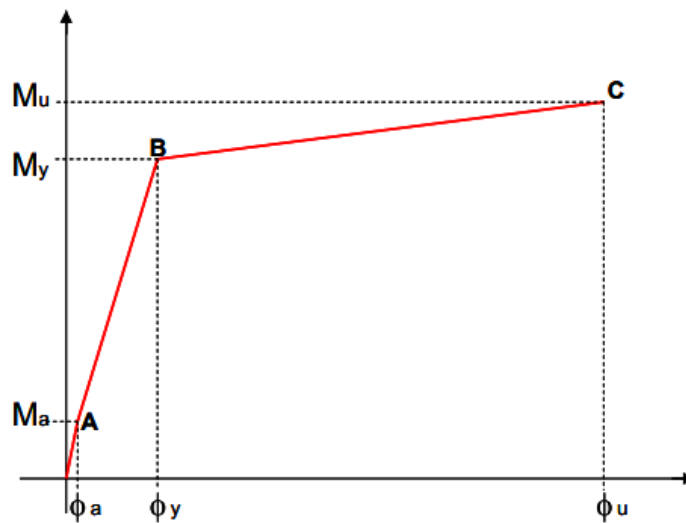
La forma idealizada de un diagrama momento-curvatura presenta 3 puntos notables (véase figura 28) definidos por los cambios que experimenta el elemento (hormigón y el acero de refuerzo), debidos a los momentos generados por la acción de cargas gravitacionales y sísmicas son:

- Punto A: es el punto máximo de esfuerzo a tracción del hormigón, inicia el rango elástico.

- Punto B: es el punto donde el acero alcanza el esfuerzo de fluencia f_y a una deformación ϵ_y del acero de refuerzo.
- Punto C: es el punto donde el hormigón alcanza su deformación ultima a compresión ϵ_{cu} , pero no es el punto de falla del elemento.

Figura 28

Forma idealizada del diagrama momento-curvatura



Tomado de (Toro, 2005)

2.9.2 Rótula Plástica

La rótula plástica se define como un mecanismo que permite la plastificación completa de una sección del elemento, a los esfuerzos de flexión. Además de permitir la disipación de energía, logrando así la redistribución de los esfuerzos generados que exceden a la resistencia del material. Las rótulas plásticas están ubicadas en la zona denominada de confinamiento para el caso de las columnas o la zona 2H en el caso de las vigas, en estas ubicaciones es donde se prevé la generación de las rótulas.

Figura 29

Viga con rótula plástica concentrada



2.9.3 Curva carga-deformación para elementos

2.9.3.1 Comportamiento histerético

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis (NEC-SE-DS, 2015).

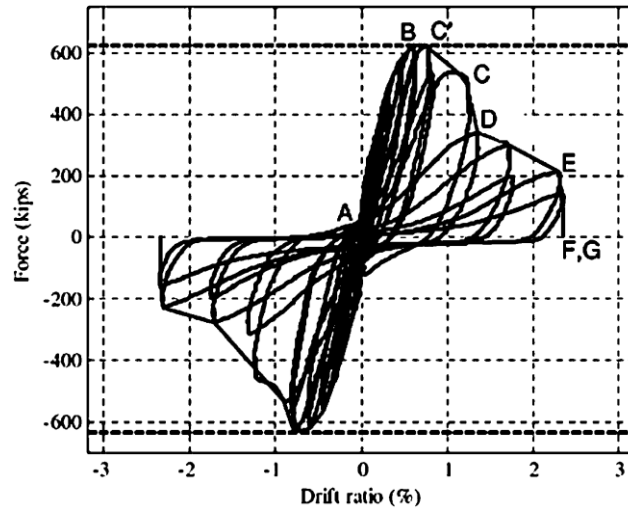
Un modelo de histéresis se obtiene por la extracción de características comunes de las relaciones de resistencia-deformación observadas en las pruebas de laboratorio de los miembros de propiedades similares. El modelo de histéresis de un miembro debe ser capaz de expresar la relación de resistencia-deformación bajo cualquier historia de cargas, incluyendo las reversiones de carga (Purca, 2012).

Se denomina curva principal, a la curva esqueleto de la relación de carga-deformación bajo una carga monótonica creciente. La curva esqueleto proporciona una envolvente de la relación resistencia-deformación histerética, si el comportamiento es gobernado por flexión estable. La

curva esqueleto para miembros de concreto armado normalmente está representado por una relación trilateral con cambios de rigidez al agrietamiento por flexión y tracción de fluencia del refuerzo longitudinal. La curva esqueleto de un miembro debe ser definido en base a las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos y la geometría del elemento (Purca, 2012).

Figura 30

Curva esqueleto derivado de la envolvente de datos de pruebas experimentales



Tomado de (ASCE/SEI 41, 2023)

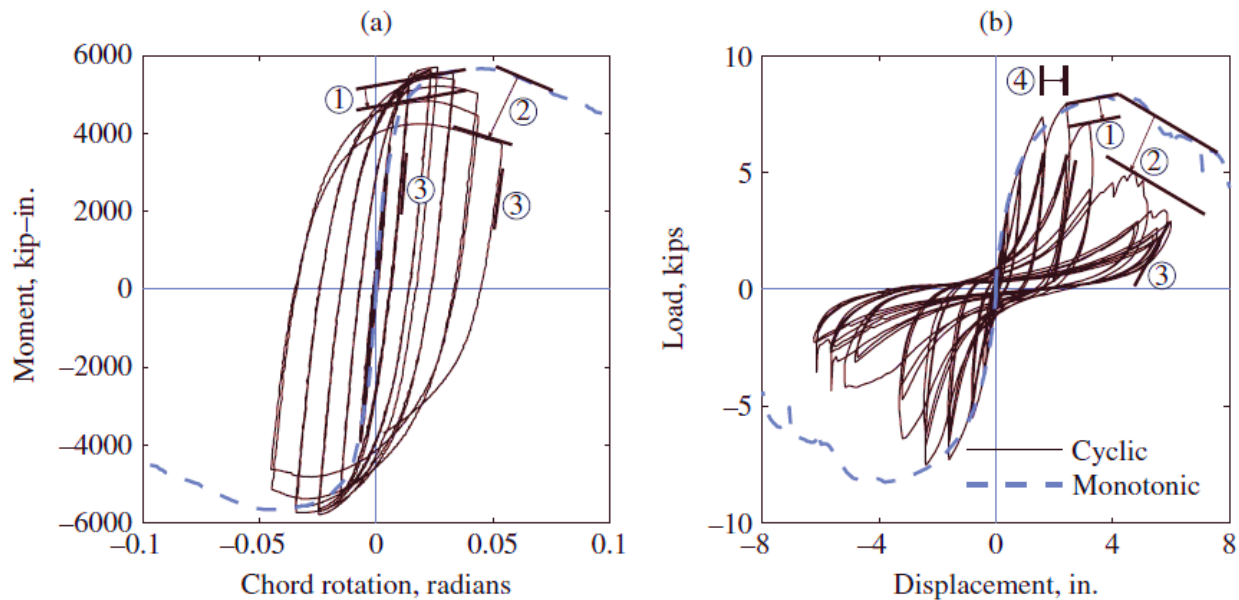
En la figura 30 se observa una curva de carga-deformación monotónica y una respuesta cíclica cuasiestática superpuestas. La curva monotónica alcanza su resistencia máxima a una cierta deformación, después de lo cual la rigidez tangente se vuelve negativa y la resistencia se deteriora.

Las deformaciones cíclicas provocan modos adicionales de deterioro: el modo 1 mostrado en la figura 31 muestra como la resistencia disminuye con el número y la amplitud de ciclos, incluso si la deformación asociada con la máxima resistencia no se ha alcanzado, el modo 2 muestra como la resistencia se deteriora aún más durante el régimen de rigidez tangente negativa, el modo 3 muestra como la rigidez de descarga se deteriora con el número y la amplitud de los

ciclos, y el modo 4 mostrada en la figura 31b muestra como la rigidez de recarga puede deteriorarse a una tasa acelerada. (Chopra, 2020)

Figura 31

Curva de carga-deformación monotónicas y cíclicas con modos de deterioro identificados para a) una viga de acero, y b) paneles de muro de corte.



Tomado de (Chopra, 2020)

2.9.3.2 Modelos de histéresis

Modelos histerético no deteriorados

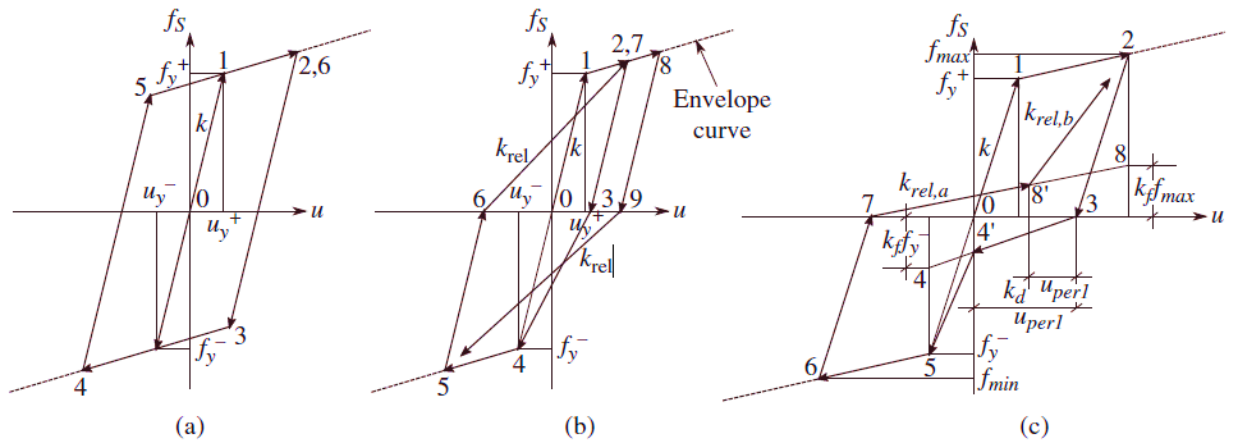
El modelo “bilineal” (figura 32a), que tiene en cuenta el endurecimiento por deformación en deformaciones que excedan la deformación de cedencia, es representativo de los componentes de acero. El modelo “peak-oriented” (figura 32b), que considera la rigidez reducida de carga basada en la deformación durante el ciclo anterior, es representativo de los componentes de hormigón armado. El modelo “pinched” (figura 32c), tiene en cuenta el ápice de los ciclos de

histéresis, típico de las columnas de hormigón armado sometidas a grandes fuerzas axiales.

(Chopra, 2020)

Figura 32

Modelos histeréticos no deteriorados: a) bilineal, b) peak oriented, c) pinched



Tomado de (Chopra, 2020)

Modelos histerético deteriorados

Los elementos estructurales sometidos a carga monótona eventualmente muestran un deterioro de la resistencia en grandes deformaciones. Un ejemplo de la curva de carga inicial (curva esqueleto) que modela este comportamiento se muestra en la figura 33. la notación f_s y u denota cantidades genéricas de fuerza y deformación. Para las regiones de articulación flexible concentrada, estas representarían el momento flector y la rotación, respectivamente. (Chopra, 2020)

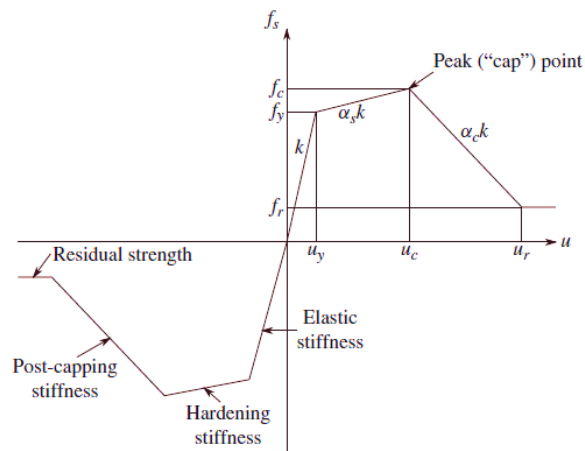
Las propiedades clave que describen la curva principal son las siguientes:

- k = rigidez elástica inicial
- f_y = resistencia de cedencia

- u_y = deformación de cedencia
- α_s = relación de endurecimiento por deformación
- f_c = resistencia máxima
- u_c = deformación asociada a la resistencia máxima
- α_c = relación de rigidez negativa en deformaciones que exceden u_c
- f_r = resistencia residual
- u_r = deformación asociada a la resistencia residual
- u_u = deformación última.

Figura 33

Curva de carga inicial (curva esqueleto) para modelos histeréticos

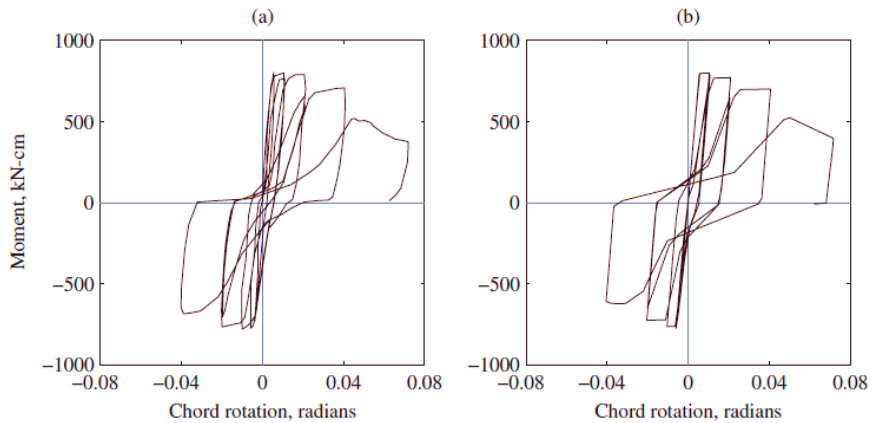


Tomado de (Chopra, 2020)

A continuación, se muestran un ejemplo de curvas cíclicas carga-deformación de resultados obtenidos de experimentos en elementos estructurales aplicando los modelos histeréticos deteriorados.

Figura 34

Curva cíclica momento-rotación para viga de hormigón armado



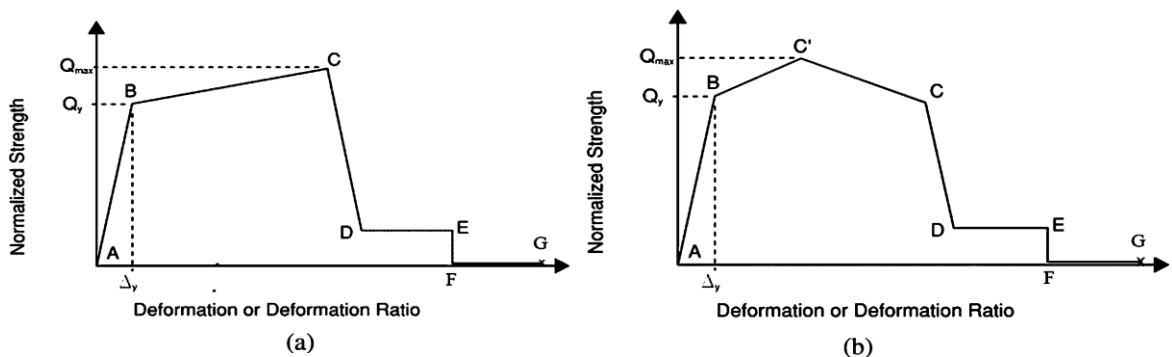
Tomado de (Chopra, 2020)

2.9.3.3 Curva idealizada de carga-deformación para elementos

La curva idealizada de carga-deformación para elementos se desarrollan a partir de los datos obtenidos de diversas pruebas experimentales como se muestra en la figura 30. La curva principal (curva esqueleto) se traza en un solo cuadrante. Si la acción del elemento muestra una respuesta diferente en cuadrantes opuestos, las curvas principales se trazan de forma separadas y se desarrollan parámetros para las acciones específicas de dirección. La curva principal se idealiza como una serie de segmentos lineales, como se muestra en la Figura 35.

Figura 35

Curva idealizada de múltiples segmentos lineales: a) Idealización generalizada, b) Idealización que incluye la resistencia máxima.



Tomado de (ASCE/SEI 41, 2023)

Los puntos localizados en la Figura 35a y 35b se establecen de la siguiente manera:

- El punto B, es el punto de cedencia efectiva de la acción del elemento.
- El punto C', para la figura 33b, indica la deformación en la cual se alcanza la resistencia máxima.
- El punto C, corresponde a la deformación donde la resistencia comienza a deteriorarse significativamente debido a los modos de falla cercanos.
- El punto D, es la deformación en la cual la degradación de la resistencia se nivel, y alcanza una resistencia residual que resiste las fuerzas laterales.
- El punto E, es la deformación en la cual el elemento comienza a degradarse rápidamente desde la resistencia residual hasta el punto F.
- El punto F, es la deformación en la cual el elemento se degrada hasta el punto en que la resistencia a las cargas laterales es inferior al 5% de la resistencia en el punto B o hasta el desplazamiento máximo utilizado.
- El punto G, es la deformación en la cual el elemento pierde la capacidad de soportar la carga gravitatoria, si el elemento la soporta.

2.9.4 Curva carga-deformación generalizada

El código ACI 369.1-22 indica que las relaciones generalizadas de carga-deformación mostradas en la figura 36, se describen mediante una respuesta lineal desde el punto A (elemento sin carga) hasta un punto B de cedencia efectiva, luego una respuesta lineal con rigidez reducida desde el punto B hasta el punto C, seguida de una reducción en la resistencia lateral hasta el punto D. Posteriormente, se produce una respuesta a la resistencia residual hasta el punto E, y después se pierde la capacidad de carga residual.

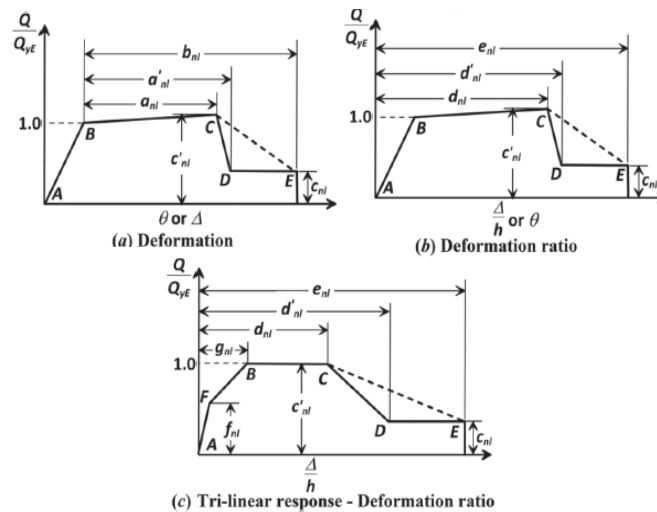
Generalmente, la respuesta del elemento mostrada en la figura 36 está asociada con la flexión o a la tracción. La resistencia $Q/Q_{yE} = 1.0$ es el valor de cedencia, y el endurecimiento posterior a la deformación se acomoda mediante un endurecimiento en la relación carga-deformación a medida que el elemento se deforma hacia la resistencia esperada (ACI 369.1, 2022).

Cuando la respuesta del elemento mostrada en la figura 36, está asociada con la compresión, la resistencia $Q/Q_{yE} = 1.0$ suele ser el valor en el que el hormigón comienza a desprenderse, y el endurecimiento por deformación en secciones bien confinadas puede estar relacionado con el endurecimiento de la armadura longitudinal y un aumento en la resistencia debido al confinamiento del hormigón (ACI 369.1, 2022).

Para el caso del cortante, la resistencia $Q/Q_{yE} = 1.0$ suele ser el valor en el que se alcanza la resistencia al corte de diseño y, por lo general, no se produce endurecimiento posterior.

Figura 36

Relación carga-deformación generalizada para elementos de concreto o componentes



Tomado de (ACI 369.1, 2022)

2.9.5 Parámetros de modelado y criterios de aceptación

Los parámetros de modelado y criterios de aceptación en sus inicios con FEMA 356 se basaron en criterios o juicios ingenieriles por quienes tenían la misión de crear el documento en donde se pensó en valores razonables que no necesariamente se basan en análisis de datos de pruebas experimentales, si no que del cual sería un posible valor que arrojarían dichas pruebas. Posteriormente, se adoptó ASCE 41-06 que no presentó cambios significativos para el modelo no lineal.

ASCE 41-13 se basa en resultados de pruebas experimentales, donde se correlaciona números y tablas, se propuso cambios significativos en los parámetros de modelado y criterios de aceptación en las columnas en base a un análisis estadístico del resultado de las pruebas realizadas, en donde se adoptaron los valores límites inferiores obtenidos.

En el código ASCE 41-17 se permitieron columnas con mayores capacidades de deformación no lineal, siguiendo una filosofía en donde no tiene sentido ser conservador en los parámetros de modelado que solo indican una estimación precisa del comportamiento, y en donde se debe ser conservador es en los criterios de aceptación, es el lugar donde debe residir el conservadurismo.

ASCE 41-23 adopta como referencia al ACI 369.1-22, donde ya no se presenta un formato de tablas para establecer los parámetros de modelado y criterios de aceptación como se lo presentaba en versiones anteriores. ACI 369.1-22 presenta ecuaciones que se basan en la

calibración de datos de pruebas experimentales, presentadas en las tablas 2 y 3, cuyas variables y unidades de medición se detallan en el capítulo 3:

Tabla 2

Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales de vigas de hormigón armado.

Parámetros de modelamiento	Criterios de aceptación		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad	Ángulo de rotación plástica, rad		
Relación de resistencia residual c_{nl}	Nivel de rendimiento		
	IO	LS	CP
Vigas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuado de refuerzos longitudinales a lo largo del vano, o por un empotramiento inadecuado en la unión viga-columna ^{a,b,c,d}			
$a_{nl} = k_{sc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.40 \rho_t \frac{f_{ytE}}{f'_{cE}} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0$			
$k_{sc} = 1 \geq 2 \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$			
Para	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1; \quad b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{cE}}{8\rho_t f_{ytE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1; \quad b_{nl} = a_{nl} + 4\theta_{yE} k_{sp} \geq b_{nl1} \end{array} \right.$		
	$0.15 a_{nl}$ ≤ 0.005	$0.5 b_{nl}$	$0.7 b_{nl}$
Para	$\left\{ \begin{array}{l} s \leq \frac{d}{2}; \quad k_{sp} = 1 \\ s > \frac{d}{2}; \quad k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d} \right) \geq 0 \end{array} \right.$		
Para	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1; \quad c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1; \quad c_{nl} = 0.2 \end{array} \right.$		
Vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme de armaduras longitudinales a lo largo del vano ^b			
$a_{nl} = \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_l f_{ytE}} \leq 0.025 \quad a, c$			
	0.0	$0.5 b_{nl}$	$0.7 b_{nl}$
$b_{nl} = 0.06$			

$$c_{nl} = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.2$$

Vigas controladas por la incrustación inadecuada de la armadura longitudinal en la unión viga-columna

$$a_{nl} = 0.015$$

$$b_{nl} = 0.03 \qquad 0.005 \qquad 0.02 \qquad 0.03$$

$$c_{nl} = 0.2$$

^a $\rho_t f_{ytE}/f'_{cE}$ no se tomarán más de 0,15 en ningún caso, ni superior a 0,075 cuando los amarres no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para vigas con ρ_t menor que 0,0005.

^bSe considera que las vigas están controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes cuando el acero calculado en los empalmes excede el acero especificado por la Ec. 3.5.2 o 3.5.3 de ACI 369.1-22. Los parámetros de modelización de las vigas controladas por un desarrollo o empalme inadecuados deberán exceder en todo momento los de las vigas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuados.

^c V_{BeamOE} se calculará de conformidad con lo dispuesto en 3.4.2 de ACI 369.1-22.

^dRotación de rendimiento θ_{yE} se calculará de acuerdo con lo dispuesto en 4.2.2.2.3 de ACI 369.1-22.

^e a_{nl} en el caso de las vigas controladas por un desarrollo o empalme inadecuados, se considerará cero si la región de empalme no está atravesada por al menos dos grupos de amarre a lo largo de su longitud.

Adaptado de (ACI 369.1, 2022)

Tabla 3

Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado distintos de los circulares con aros reforzados en espiral o sísmicos según se define en ACI 318

Parámetros de modelamiento	Criterios de aceptación		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad	Ángulo de rotación plástica, rad		
Relación de resistencia residual c_{nl}	Nivel de rendimiento		
	IO	LS	CP
Columnas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre ^a			
$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{ColE}} \right)$ ≥ 0.0			
Para $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$	$b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl}$	$0.15a_{nl}$	$0.7b_{nl}^c$
		≤ 0.005	$0.5b_{nl}^c$
$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columnas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre ^d			

$$a_{nl} = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_l f_{ylE}} \right) \begin{cases} \geq 0.0 & e \\ \leq 0.025 & \end{cases}$$

$$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t \right) \begin{cases} \geq 0.0 & f \\ \leq 0.06 & \end{cases} \quad \begin{matrix} 0.0 & 0.5b_{nl} & 0.7b_{nl} \end{matrix}$$

$$c_{nl} = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$$

^a ρ_t no debe de ser mayor que 0,0175 en ningún caso, ni por encima de 0,0075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para columnas con ρ_t más pequeño que 0.0005. V_{MCyDE}/V_{CoIOE} no se tomarán menos de 0,2. N_{UD} será la carga axial de compresión máxima que tenga en cuenta los efectos de las fuerzas laterales descritas en la Ec. (7-36) de la ASCE 41-23. Alternativamente, se permitirá evaluar N_{UD} basado en un análisis de estado límite.

^b b_{nl} se reducirá linealmente para $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) > 0.5$ de su valor en $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.5$ a cero en $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.7$ pero no será menor que a_{nl} .

^c $N_{UD}/(A_g f'_{cE})$ no se tomarán con un tamaño inferior a 0,1.

^dSe considera que las columnas están controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes cuando las tensiones de acero calculadas en el empalme exceden la tensión de acero especificada por la Ec. (3.5.2) o (3.5.3) de ACI 369.1-22. Los parámetros de modelado para las columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuados nunca excederán los de las columnas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuados.

^e ρ_t no se tomarán más de 0,0075.

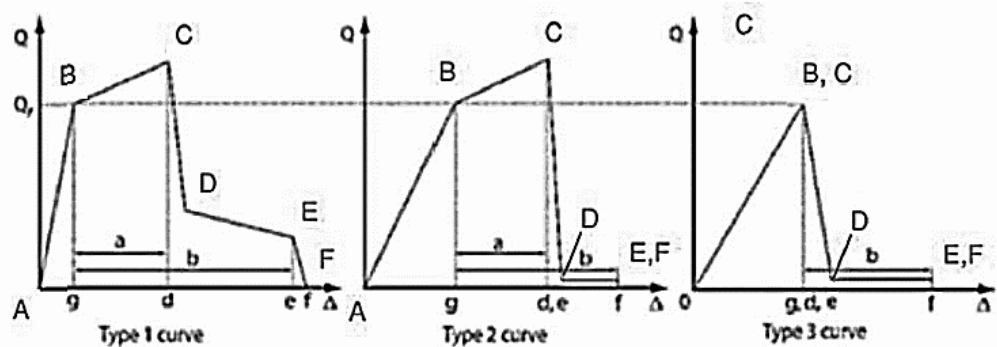
^f a_{nl} En el caso de las columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuados, se tomará como cero si la región de empalme no está atravesada por al menos dos grupos de amarre a lo largo de su longitud.

Adaptado de (ACI 369.1, 2022)

En los criterios de aceptación, las curvas de carga-deformación se clasifican como controladas por deformación o controladas por fuerza.

Figura 37

Tipos de curvas de carga-deformación



Tomado de (ASCE/SEI 41, 2023)

ASCE 41-23 presenta 3 tipos de curva para los criterios de aceptación.

La curva de Tipo 1 representada en la Figura 37 posee un rango elástico (Punto A al B) y un rango plástico (Punto B al E), seguido de una pérdida de resistencia a la fuerza sísmica en el punto E y una pérdida efectiva de resistencia a la fuerza lateral o resistencia a la carga gravitatoria en el punto F. El rango plástico se tiene una pendiente post-elástica positiva o negativa (Punto B al C) y una región degradada con resistencia residual superior al 5 % de la resistencia en el punto B para resistir las fuerzas sísmicas y las cargas de gravedad (Punto C al D). Las acciones de los elementos que presenten un comportamiento de curva de tipo 1 se clasifican como controladas por deformación si el rango plástico es tal que $e \geq 2g$; de lo contrario, se clasificarán como controlados por fuerza (ASCE/SEI 7, 2022).

La curva de tipo 2 representada en la figura 37 posee un rango elástico (Punto A al B) y un rango plástico (Punto B al C). El rango plástico se debe tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos B a C), seguida de una pérdida de resistencia a la resistencia a la fuerza sísmica en el punto D a una resistencia residual inferior al 5 % de la resistencia en el punto B. La pérdida de fuerza lateral o de resistencia a la carga gravitatoria se producirá en la deformación asociada con el punto F. Las acciones de los componentes que presenten un comportamiento de curva de tipo 2 se clasifican como controladas por deformación si el rango plástico es tal que $e \geq 2g$; de lo contrario, se clasificarán como controlados por la fuerza (ASCE/SEI 7, 2022).

La curva de Tipo 3 representada en la Figura 37 debe tener un rango elástico (Punto A al B en la curva) seguido de una pérdida de resistencia a la fuerza sísmica en el punto D y una pérdida de fuerza lateral o resistencia a la carga gravitatoria en la deformación asociada con el punto F. Las acciones de los componentes que exhiben este comportamiento se clasificarán como

controladas por deformación si la pérdida de resistencia a la fuerza lateral es mayor que el 5% de la resistencia en el punto B y $f \geq 2g$; de lo contrario, se clasificarán como controlados por la fuerza (ASCE/SEI 41, 2023).

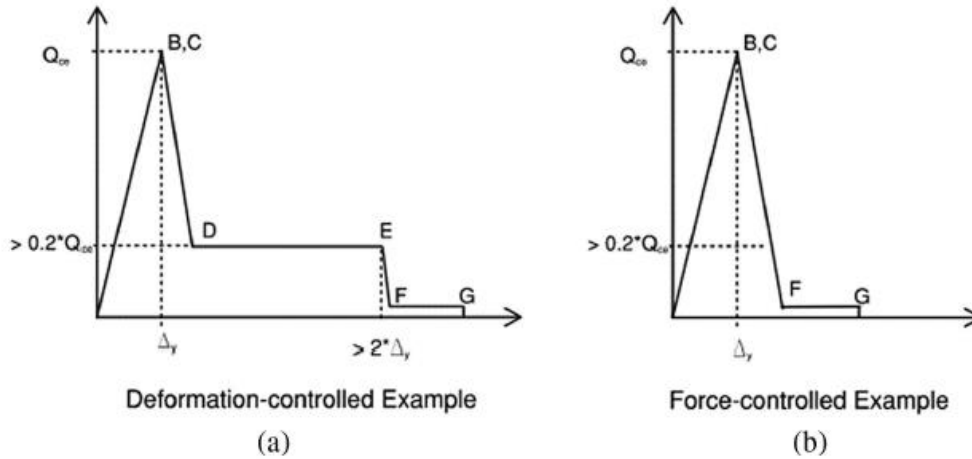
De acuerdo con ASCE/SEI 41 (2023) para procedimientos no lineales, se permite que las acciones controladas por fuerza se reclasifiquen como acciones controladas por deformación con una resistencia residual inferior al 5% de la resistencia en el punto B si se representan en el modelado matemático utilizando una curva de tipo 2 o 3, siempre que se cumplan todos los siguientes criterios:

1. La acción del elemento que se está reclasificando exhibe el comportamiento de Tipo 3 definido en esta sección,
2. No se altere el trayecto de carga resistente a la carga gravitatoria o se proporcione un trayecto de carga alternativa para garantizar que se mantenga la estabilidad local de acuerdo con las combinaciones de carga a los desplazamientos máximos previstos por el análisis, y
3. La carga de gravedad total soportada por todos los componentes que se reclasifican de fuerza controlada a deformación controlada no excede el 5% de la carga de gravedad total que se soporta en ese piso.

Cuando se usan procedimientos no lineales, cualquier acción del elemento que se modele como elástica lineal, no representada explícitamente en el modelo matemático con una curva de respuesta no lineal de Tipo 1, Tipo 2, Tipo 3 u otra curva de respuesta no lineal conforme a la Sección 7.6 de ASCE 41-23, o que no esté incluida explícitamente en el modelo matemático, se tratará como una acción controlada por fuerza.

Figura 38

Ejemplo de curva controlada por deformación vs controlada por fuerza



Tomado de (ASCE/SEI 41, 2023)

2.10 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

El desempeño sísmico de una estructura se refiere a la capacidad que tiene esta para resistir y soportar fuerzas sísmicas sin que esta sufra daños significativos, o en el peor de los casos, que colapse, es decir, que el desempeño sísmico no es más que la capacidad que tiene una estructura de mantener su integridad y funcionalidad durante un evento sísmico.

La Norma Ecuatoriana, en su capítulo de Riesgo Sísmico, Rehabilitación de Estructuras NEC-SE-RE-15, establece cuatro niveles de desempeño sísmico relacionando la importancia de la estructura y los daños permitidos sujetos a cuatro niveles de peligro sísmico que son:

- 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.

2.10.1 Niveles de desempeño estructural

La NEC-SE-RE-15, en su sección 4.5.1: Niveles de desempeño, nos clasifica los cuatro niveles de desempeño sísmico para las estructuras existente las cuales son:

- 1-A: nivel operacional
- 1-B: nivel de ocupación inmediata
- 3-C: nivel de seguridad de vida
- 5-E: nivel de prevención de colapso

Estos niveles de desempeño sísmico están sujetos a la ocupación e importancia de la estructura, teniendo en cuenta factores económicos y seguridad de vida.

En la tabla 4 del presente documento se detalla los diferentes niveles de desempeño estructural, así como los tipos de daños permitidos por la NEC.

Tabla 4

Niveles y control de daños en el desempeño estructural

Niveles y control de daños en el desempeño estructural				
Tipo	Prevención al Colapso (5-E)	Seguridad de Vida (3-C)	Ocupación Inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy ligero
General	Poca resistencia y rigidez	Algo de resistencia y rigidez residual.	No hay deriva permanente. La estructura	No hay deriva permanente. La estructura

	residual, pero columnas y muros cargadores funcionales. Algunas salidas bloqueadas. El edificio está al borde del colapso.	Elementos que soportan cargas gravitacionales funcionales. Falla de muro dentro de su plano. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. Las reparaciones del edificio son económicamente factibles.	mantiene su resistencia y rigidez original. Fisuras menores en fachadas, cielorrasos y elementos estructurales. Ascensores funcionales. Sistema contra incendio operable.	mantiene su resistencia y rigidez original. Fisuras menores en fachadas, cielorrasos y en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes están en funcionamiento normal.
Componentes No Estructurales	Daño severo.	Peligro de caída de objetos mitigado, pero bastante daño arquitectónico, mecánico y electrónico.	Equipos y contenidos seguro en forma general, pero algunos pueden llegar a no funcionar bien por fallas mecánicas.	Daño insignificante. La energía eléctrica y servicios similares están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.

Nota: Adaptado de la Tabla 2 de (NEC-SE-RE, 2015), pp. 20.

Los objetivos de rehabilitación se exponen en la tabla 6 y 7, en donde se resume los niveles de daño estructural y no estructural que se espera alcanzar en las estructuras SMRF y OMRF, cuando estas experimentan fuerzas sísmicas distintas a las producidas por la probabilidad de excedencia (o periodo de retorno).

Tabla 5

Objetivos de rehabilitación en desempeño según sus niveles para las estructuras no esenciales

Niveles de Desempeño esperados en el Edificio				
Nivel de amenaza Sísmica	Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
BSE-2 (2%/50 años)	-	-	-	d
BSE-1 (10%/50 años)	-	-	c	-
20%/50 años	-	b	-	-
50%/50 años	a	-	-	-

Nota: Adaptado de (*NEC-SE-RE, 2015*)

Tabla 6

Objetivo de rehabilitación en desempeño según sus niveles para la estructura esenciales/especiales

Niveles de Desempeño esperados en el Edificio				
Nivel de amenaza Sísmica	Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
BSE-2 (2%/50 años)	-	-	d	-
BSE-1 (10%/50 años)	-	c	-	-
20%/50 años	b	-	-	-
50%/50 años	a	-	-	-

Nota: Adaptado de (*NEC-SE-RE, 2015*)

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACION

3.1.1 *Tipo*

La investigación es analítica, ya que evalúa el comportamiento sísmico de dos sistemas estructurales a través de dos modelos, con el fin de obtener resultados que describen el desempeño sísmico de dos sistemas aplicados frente a sollicitaciones sísmicas de diseños normalizados.

3.1.2 *Nivel*

Este estudio es de análisis secuencial-explicativo sobre el comportamiento sísmico de los sistemas SMRF y OMRF.

3.2 METODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACION

3.2.1 *Método*

En análisis de la investigación está basado en estudios de casos que usan modelos matemáticos para el análisis y diseño sísmico de las secciones críticas de los sistemas estructurales que componen los pórticos a flexión SMRF y OMRF.

3.2.2 *Enfoque*

El enfoque de este estudio es cuantitativo y determinístico (no estadístico), puesto que las variables dependientes del estudio son cuantificables. Sin embargo, los resultados obtenidos son de tipo cualitativo, puesto que describe el comportamiento singular de estructuras a través de casos de estudio.

3.2.3 Diseño

El diseño del presente estudio es de tipo no experimental (Mata, 2019), debido a que la investigación tiene como base los análisis teóricos de normativas, las simulaciones y softwares de análisis estructural para fines del diseño y evaluación del desempeño sísmico de los pórticos estructurales SMRF y OMRF.

3.3 POBLACION, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1 Población

Todas las estructuras de hormigón armado que tienen sistema de pórticos resistente a flexión de tipo especial (SMRF) y de tipo ordinario (OMRF).

3.3.2 Muestra

Dos familias de estructuras estudiadas mediante caso de estudios cuyos sistemas estructurales sismo-resistentes son del tipo SMRF y OMRF.

3.3.3 Muestreo

Los estudios de caso no contemplan técnicas de muestreo; sin embargo, para la descripción cualitativa del comportamiento y desempeño sísmico de cada sistema estructural se selecciona dos estructuras, una de un piso y otra de siete pisos, como método de muestreo de sistema rígido (un piso) y flexible (siete pisos).

3.4 UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO

Los casos de estudio son edificaciones hipotéticas localizadas en el Ecuador que son diseñadas con las normativas NEC-15, ACI 318-19, ASCE 41-23 y ACI 369.1-22 para una zona de alto peligro sísmico tal como lo es la Provincia de Santa Elena y sobre un suelo firme tipo C.

3.5 MODELOS DE ESTUDIO

Se estudia cuatro modelos estructurales (2 modelos SMRF y 2 modelos OMRF) con las normas antes mencionadas con el fin de analizar con los parámetros de diseño sismorresistente especificados y obtener diseños cuyo desempeño sísmico es evaluado.

Se plantearon dos modelos con un sistema de pórticos SMRF de acuerdo con las disposiciones de NEC-SE-DS-15, ASCE 41-23, ACI 369.1-22, AISC 341-22 y AISC 258-22. Los resultados para los modelos de estudio se detallan en el capítulo 4. Los dos modelos estructurales diseñados conforme a las prácticas de diseño vigentes se adaptaron posteriormente con el aumento de las secciones de los elementos estructurales que la componen para que cumplan con las características de un sistema de pórticos OMRF. Los OMRF son luego analizados y diseñados, y su comportamiento y desempeño sísmico es también estudiado.

3.6 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

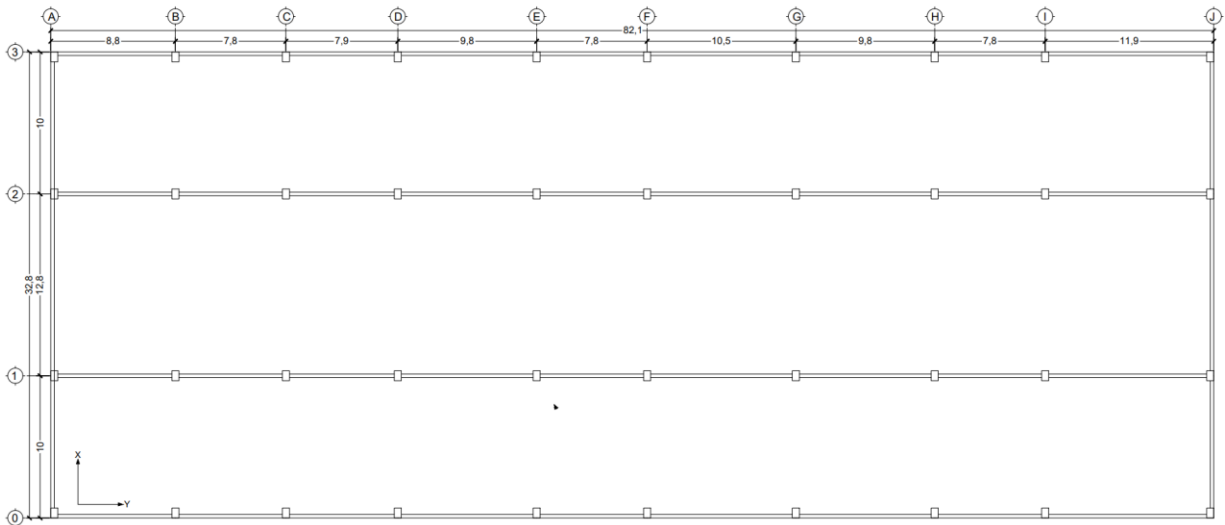
Para este estudio se plantearon dos modelos estructurales, donde cada uno conforma dos casos de estudio, estos modelos están conformados por un sistema de pórticos (vigas y columnas) de concreto armado.

3.6.1 Modelo I

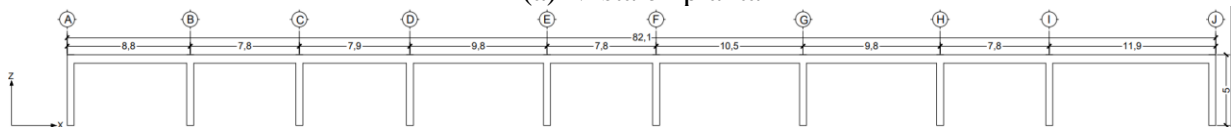
El modelo I de estudio es una edificación de un solo piso que cuenta con una cercha de cubierta. A la edificación se le adaptará sus elementos estructurales con el fin que cumpla los parámetros de un sistema de pórtico SMRF y OMRF, con un perfil de suelo tipo C. Se propone una configuración regular con una dimensión de 72.8 metros en la dirección X y 35.5 metros en la dirección Y con una altura de 5 metros (sin contar con la altura de cubierta).

Figura 39

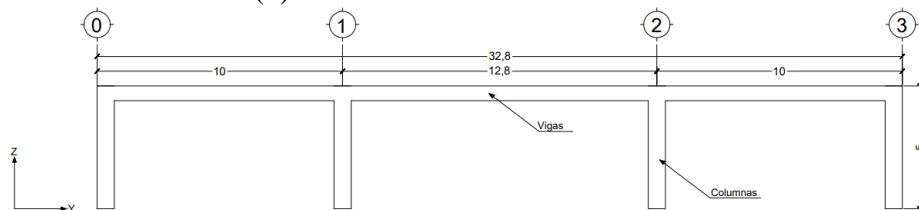
Vista del Modelo I



(a) Vista en planta



(b) Vista en elevación en dirección X



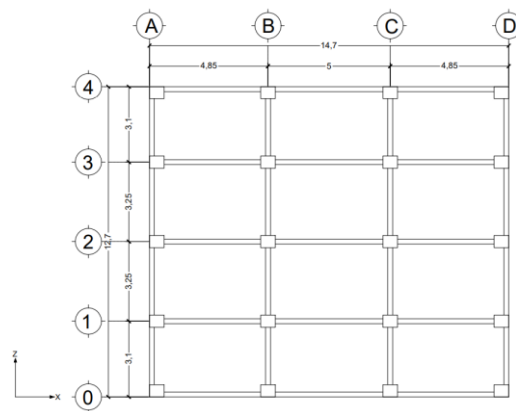
(c) Vista en elevación en dirección Y

3.6.2 Modelo II

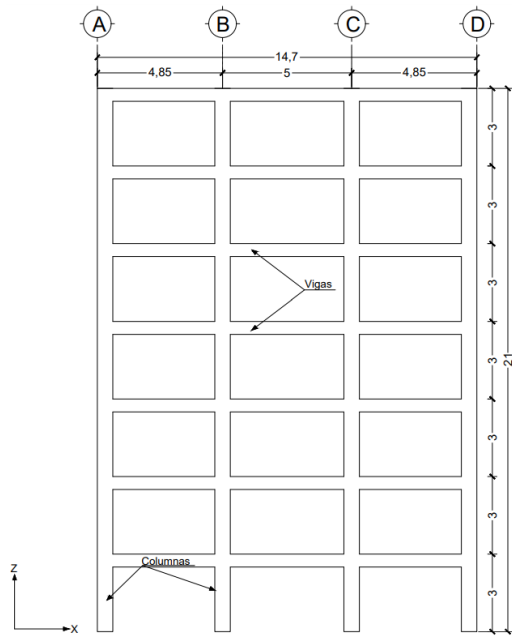
El modelo II de estudio es una edificación de siete pisos. La edificación, en la dirección X posee 3 vanos, los vanos extremos tienen una longitud de 4.85 metros, el vano central tiene una longitud de 5 metros, teniendo un total de 14.7 metros. Para la dirección Y se tiene 4 vanos, los vanos extremos tienen una longitud de 3.1 metros, los vanos centrales tienen 3.25 metros, teniendo un total de 12.7 metros. Estas longitudes están medidas desde el eje de cada columna. La edificación posee 7 pisos, con una altura de entrepiso de 3 metros, teniendo una altura total de 21 metros. Constituida por columnas rectangulares, vigas peraltadas y losa nervada en dos direcciones de hormigón armado. La edificación es regular tanto en planta como en elevación.

Figura 40

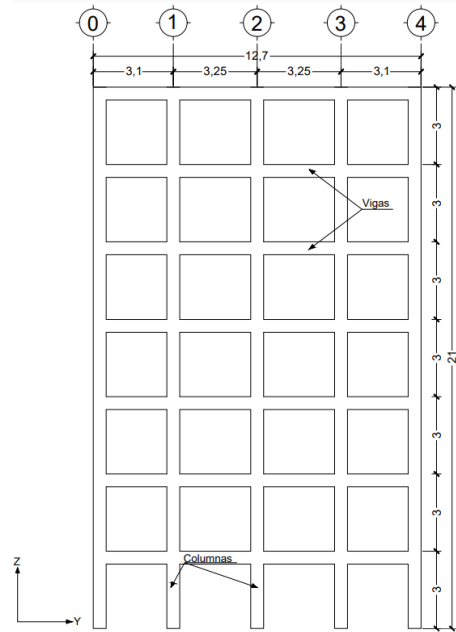
Vista del Modelo II



(a) Vista en planta



(b) Vista en elevación en dirección X



(c) Vista en elevación en dirección Y

Ambos modelos poseen una resistencia a la compresión del hormigón de 280 kg/cm^2 y una resistencia a la fluencia del acero de 4200 kg/cm^2 .

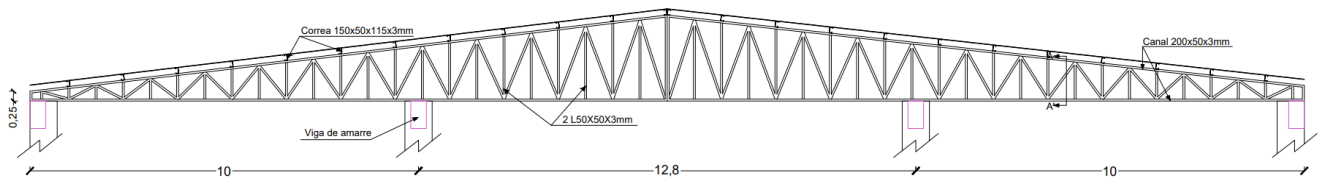
3.7 MODELO I

3.7.1 Predimensionamiento de cerchas de cubierta

Para el Modelo I, con el fin de establecer el peso de carga que actúa sobre la estructura, se realizó el modelamiento de la cercha con las cargas establecidas por la norma NEC-15 para cubiertas y de allí obtener el peso que se distribuirán a las vigas de hormigón armado de la estructura.

Figura 41

Modelado de la cercha de la estructura I



3.7.2 Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de las vigas, se usarán los datos proporcionados con anterioridad y los descritos a continuación:

- Factor de reducción de resistencia (ϕ) (según la tabla 21.2.2 del ACI 318-19).
- Cuantía mecánica (ω) de 0.18, valor recomendado para vigas dúctiles.
- Un ancho mínimo recomendado por ACI
- Momento requerido aproximado de la cara exterior del primer apoyo interior obtenida de las ecuaciones proporcionadas por ACI (estructura de 1 piso)
- La fórmula usada para vigas en flexión a partir de la condición de deformación balanceada es la siguiente:

$$M_n = \phi f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \quad \text{Ec. 27a} \quad \text{Sec. 22.2.2 [ACI 318-19]}$$

Al despejar la variable d , se obtiene la siguiente ecuación:

$$d = \sqrt{\frac{M_n}{f'_c b \omega (1 - 0.59\omega)}} \quad \text{Ec. 27b} \quad \text{Sec. 22.2.2 [ACI 318-19]}$$

3.7.3 Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas, se usa el método de áreas tributarias. Las cargas actuantes corresponden a la carga muerta sobrepuesta, carga viva y el peso propio de los elementos estructurales.

Para el cálculo del área de la sección de la columna se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{g_{requerido}} = \frac{P_u}{\alpha f'_c}$$

Ec. 28

Sec. 22.2
[ACI 318-19]

Donde:

$A_{g_{requerido}}$ = Area requerida de la seccion transversal

P_u = Carga axial última correspondiente a $P_u = P_{D_{última}} + P_{L_{última}}$

α = Coeficiente de reducción (0.30 para columnas con carga axial según ACI 318-19)

3.7.4 Cargas gravitacionales

El procedimiento de diseño inicia a partir de la asignación de las cargas muertas sobreimpuestas y cargas vivas. Las cargas vivas y muertas están distribuidas a lo largo de la cubierta por medio de las correas tal y como lo dispone la NEC-15, mismas que se distribuyen a lo largo de las vigas de hormigón armado como: cargas sobreimpuestas (representado el peso generado por el peso propio de la cubierta y la carga muerta sobre la correa) y carga muerta.

3.7.5 Espectro elástico de diseño

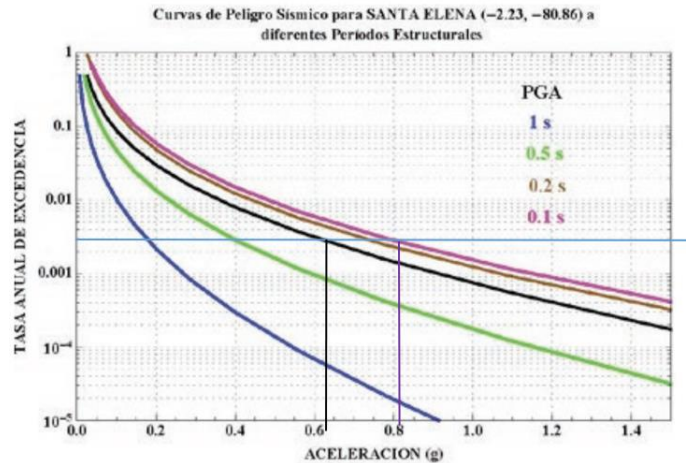
El espectro de diseño es elaborado conforme a la norma NEC-SE-DS 2015, el cual es la norma vigente a la fecha de la realización de este estudio.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel de sismo de diseño. Este espectro, obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al critico de 5%. (NEC-SE-DS, 2015). Para establecer el espectro de diseño se hará el uso de la metodología que propone la norma local NEC-SE-DS-15, en la sección 3.2 y 3.3.

El modelo I está catalogado como estructura de ocupación especial ($I=1.30$), es por ello, que para construir el espectro es necesario hacer uso de las curvas de peligrosidad sísmica de la sección 10.4.2 tal y como lo indica la NEC-15.

Figura 42

Curva de peligrosidad sísmica para la provincia de Santa Elena



Tomado de: (NEC-SE-DS, 2015)-Sec. 10.4.2

Con los siguientes datos se construye el espectro elástico de la edificación

- Ubicación: Santa Elena
- Tipo de suelo: C
- Altura de la edificación

En base a los datos mencionados se puede establecer los valores de Z , F_a , F_d , F_s , T , η , S_a ,

T_c y T_L :

- Factor de zona sísmica (Z)

$$Z = 0.62 \text{ (de la curva de peligrosidad sísmica)}$$

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a)

$$F_a = 1.18$$

- Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

$$F_d = 1.06$$

- Coeficiente de comportamiento no lineal de suelos (F_s)

$$F_s = 1.23$$

- Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1 \text{ sg})$ y el factor de zona sísmica (Z)

$$\eta = 1.31$$

- Periodo fundamental de vibración

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ec. 29 **Sec.6.3.3a**
[NEE-SE-DE,2015]

Donde:

T = Periodo fundamental de vibración

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n = Altura máxima de la edificación

α = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Con los parámetros establecidos y la ecuación 29, se obtiene el espectro elástico de diseño de acuerdo con la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS-15.

S_a para periodos T entre 0 y T_c :

$$S_a = \eta Z F_a$$

S_a para periodos mayores a T_c :

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

Donde:

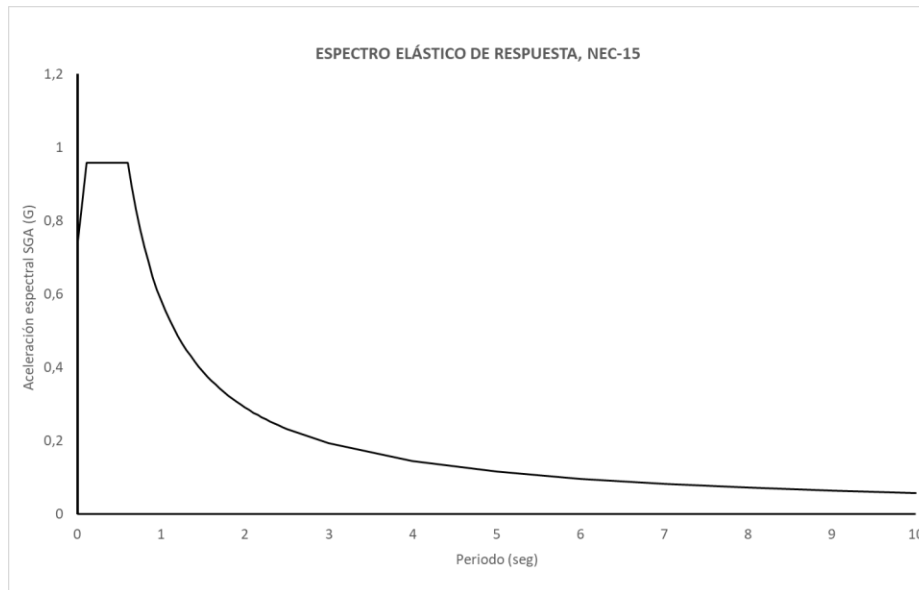
S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del periodo o modo de vibración de la estructura

T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, que depende de la ubicación geográfica de la edificación

Figura 43

Espectro elástico de diseño: Modelo I-Santa Elena – Suelo tipo C



3.7.6 Cortante basal de diseño

El cortante de diseño basal se calcula conforme a la siguiente ecuación:

$$V = \frac{IS_a(T_a)W}{R\phi_P\phi_E} \quad \text{Ec. 30} \quad \text{Sec. 6.3.2 [NEC-SE-DS,2015]}$$

Donde:

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

T_a = Periodo de vibración

3.7.7 Distribución vertical de fuerzas

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración T_a . (NEC-SE-DS, 2015)

Las fuerzas laterales que son distribuidas a lo largo de la altura de la estructura, se calculan conforme la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ec. 31} \quad \text{Sec. 6.3.5 [NEC-SE-DS,2015]}$$

Donde:

V = Cortante total en la base de la estructura

V_x = Cortante total en el piso x de la estructura

F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n = Número de pisos de la estructura

w_x = Peso asignado al piso o nivel x de la estructura

w_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura

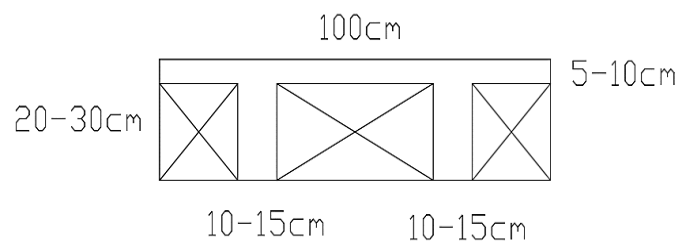
3.8 MODELO II

3.8.1 Predimensionamiento de losa

Para el Modelo II, se realiza el predimensionamiento de la losa de entrepiso. Se hará el uso de una losa nervada en dos direcciones sin casetones, para poder usar este tipo de losa se debe verificar los requisitos que dispone ACI318-19, que indica que la relación entre la luz mayor y la luz menor sea menor a 2. Asimismo, del cumplimiento de las dimensiones mínimas de los nervios y losa de compresión que se muestran en la Figura 42

Figura 44

Valores límites para el predimensionamiento de losas en dos direcciones



Para determinar el espesor mínimo de losa para el control de las deflexiones se hace el uso de la tabla 8.3.1.2 de ACI 318-19, mostrada en el Anexo 3.1

Para poder hacer uso de la Tabla 8.3.1.2, se requiere transformar la sección de la losa nervada en la sección de una losa maciza equivalente. Para esto, se calcula el área y la inercia de cada elemento que compone la sección de la losa nervada (nervios y losa de compresión), así mismo la distancia entre el centro de gravedad de la sección de la losa

nervada al eje neutro de cada elemento que la compone. Posteriormente se aplica el teorema de Steiner:

$$I_t = I_o + Ad^2 \quad \text{Ec. 32}$$

Donde:

I_t = Momento de inercia

I_o = Inercia de cada elemento

A = Área de cada elemento

d = Diferencia del centro de gravedad con respecto del eje neutro de cada elemento

$$Y = \sqrt[3]{\frac{12I_L}{100}} \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

Y = Espesor de la losa maciza equivalente

I_L = Momento de Inercia de la losa nervada

Para calcular α_f se usa la ecuación x:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \quad \text{Ec. 34} \quad \text{Ec. 8.10.2.7b [ACI 318-14]}$$

Donde:

α_f = relación de rigidez entre losa y viga

E_{cb} = Modulo de elasticidad del hormigón de la viga

E_{cs} = Modulo de elasticidad del hormigón de la losa

I_b = Inercia de la viga

I_s = Inercia de la losa

3.8.2 Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de las vigas, se usarán los datos proporcionados con anterioridad y los descritos a continuación:

- Factor de reducción de resistencia (ϕ) (según la tabla 21.2.2 del ACI 318-19).
- Cuantía mecánica (ω) de 0.18, valor recomendado para vigas dúctiles.
- Un ancho mínimo recomendado por ACI
- Momento último nominal resistente (M_U), que, según el ACI 318 se representa como la combinación de momento debido a las cargas muertas, el momento debido a cargas vigas y el momento debido a cargas de sismo (estructura de 7 pisos)

$$M_U = M_D + M_L + M_E$$

Ec. 35

Sec. 5.3
[ACI 318-19]

- Recubrimiento mínimo conforme la norma NEC-15 y ACI 318-19

La fórmula usada para vigas en flexión a partir de la condición de deformación balanceada es la misma que se detalla en la sección 3.7.2, con la única diferencia que se usa lo descrito en la ecuación 35, en donde $\phi M_n = M_U$

3.8.3 Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas, se repite el proceso descrito en la sección 3.7.3 del presente documento.

3.8.4 Cargas gravitacionales

El procedimiento de diseño inicia a partir de la asignación de las cargas muertas sobreimpuestas y cargas vivas. Las cargas sobreimpuestas se calculan en base al peso de los componentes generales que conforman una edificación, como las paredes, recubrimientos, cielorraso e instalaciones. Las cargas vivas se definen conforme al uso de la edificación según se especifica en la normativa local.

3.8.5 Espectro elástico de diseño

Para establecer el espectro de diseño se hará el uso de la metodología que propone la norma local NEC-SE-DS-15, en la sección 3.2 y 3.3, con los siguientes datos:

- Ubicación: Santa Elena
- Tipo de suelo: C
- Altura de la edificación

En base a los datos mencionados se puede establecer los valores de Z , F_a , F_d , F_s , T , η , S_a ,

T_c y T_L :

- Factor de zona sísmica (Z)

$$Z = 0.5$$

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a)

$$F_a = 1.18$$

- Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

$$F_d = 1.06$$

- Coeficiente de comportamiento no lineal de suelos (F_s)

$$F_s = 1.23$$

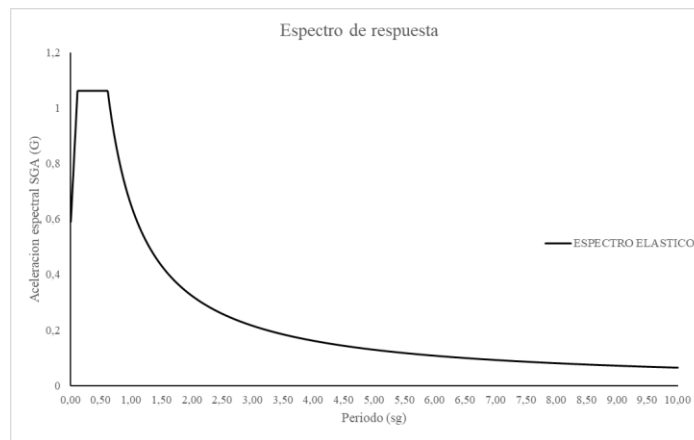
- Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1 \text{ sg})$ y el factor de zona sísmica (Z)

$$\eta = 1.8$$

- Para el Periodo fundamental de vibración, y los valores de S_a para los diferentes periodos se repite el proceso indicado en la sección 3.7.5 del presente documento.

Figura 45

Espectro elástico de diseño: Modelo II-Santa Elena – Suelo tipo C



3.8.6 Cortante basal de diseño

Se repite el proceso descrito en la sección 3.7.6 del presente documento.

3.8.7 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Se repite el procedimiento descrito en la sección 3.7.7 del presente documento.

3.9 DESEMPEÑO SÍSMICO GLOBAL A CARGAS DE SERVICIO

Se deberá verificar que la estructura cumpla con una serie de requisitos normados por la NEC-SE-DS-15, entre ellas se encuentran las derivas, control de torsiones excesivas y efectos P-

Δ.

3.9.1 Control de derivas

En los efectos de derivas se consideran excentricidades de $\pm 5\%$ y aunque la norma permite ignorar efectos ortogonales, para caso de este estudio, si se consideran estos efectos del 30% en la dirección secundaria al desplazamiento horizontal de la edificación.

Se realiza el control de derivas, mediante el cálculo de las derivas inelásticas de piso. El límite de la deriva inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Ec. 36 **Sec. 6.3.9.**
[NEC-SE-DS,2015]

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Desplazamiento obtenido en la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia

Por consiguiente, se deber verificar que las derivas inelásticas no rebasen el límite de deriva inelástica máxima permitida por la norma, conforme a la siguiente expresión:

$$\Delta_M = \Delta_M \text{ máx.}$$

Donde:

Δ_M Se determina conforme a la sección 4.2.2 de NEC-SE-DS-15

Todas dimensiones de las secciones de los elementos estructurales fueron redimensionadas para obtener derivas similares a la deriva máxima permitida.

3.9.2 Efectos de segundo orden P-Δ e índice de estabilidad Q_i para control de estabilidad elástica

Los efectos P-Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura (NEC-SE-DS, 2015)

El índice de estabilidad para el piso i y en la dirección bajo estudio, se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. 37} \quad \text{Sec.6.3.8 [NEC-SE-DS,2015]}$$

Donde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden

P_i = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los localizados sobre el piso i

Δ_i = Deriva del piso i calculada en el centro de masas de piso

V_i = Cortante sísmico del piso i

h_i = Altura del piso i considerado

El índice de estabilidad debe cumplir con $Q_i \leq 0.3$, cuando el índice de estabilidad sea $Q_i \leq 0.1$, los efectos P-Δ no necesitan ser considerados.

3.9.3 Control de regularidad

La normativa NEC-15 penaliza las irregularidades de los sistemas estructurales con un factor de regularidad en planta ϕ_P y en elevación ϕ_E . Sin embargo, en este estudio se analizaron

sistemas estructurales regulares, por tanto, efectos como la irregularidad torsional que influyen en los factores de regularidad en planta y los efectos de irregularidades geométricas y problemas de distribución de masas que influyen en el factor de irregularidad en elevación fueron controlados asignando las cargas distribuidas equitativamente en cada piso para asegurar que estos factores reciban el valor de 1. (Alarcón & Borbor, 2024)

3.10 DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Conforme al objetivo 2, se realiza el diseño estructural de los sistemas de pórticos estudiados para su respectiva evaluación. El diseño estructural está basado en la norma local NEC-SE-HM 2015 y el código internacional ACI 318-19.

3.10.1 Diseño del sistema estructural de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF)

3.10.1.1 Diseño a flexión de vigas SMRF

El diseño a flexión de vigas se refiere al cálculo del refuerzo del acero longitudinal requerido, el cual está en función a los momentos obtenidos de las combinaciones de cargas que incluyen el sismo en el análisis estático lineal.

La expresión utilizada para la obtención del acero longitudinal es la siguiente:

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi k d f_y}} \right) \quad \text{Ec. 38a} \quad \text{Sec. 1.6 [Guía2: NEC-15]}$$

$$k = \frac{0.85 f_c' b d}{f_y} \quad \text{Ec. 38b} \quad \text{Sec. 1.6 [Guía2: NEC-15]}$$

Donde:

A_s = Área de acero longitudinal

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

b = Ancho de la viga

d = Peralte de la viga

M_u = Momento ultimo

ϕ = Factor de reducción de resistencia, 0.9 para elementos sometidos en flexión

El acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con los siguientes requisitos definidos por NEC-SE-HM-15 y ACI 318-19:

- Las vigas deben tener al menos 2 barras continuas tanto en la parte superior e inferior.
- A lo largo de la longitud de la viga, el acero de refuerzo longitudinal no debe ser menor a la cantidad menor obtenida de las siguientes expresiones (sistema mks):

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y}bd \quad \text{Ec. 39} \quad \text{Ec. 9.6.1.2a [ACI 318-19]}$$

$$\frac{14}{f_y}bd \quad \text{Ec. 40} \quad \text{Ec. 9.6.1.2a [ACI 318-19]}$$

- La cuantía de refuerzo no debe exceder 0.025 para aceros con resistencias a la fluencia de 4200 kg/cm² y 0.02 para aceros con resistencias a la fluencia de 5500 kg/cm².
- La resistencia a momento positivo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en la cara del nudo. Y a lo largo de la viga la resistencia a momento positivo o negativo no debe ser menor que un cuarto a la resistencia a momento máxima de cualquiera de la cara de los nudos.

3.10.1.2 Diseño a cortante de vigas SMRF

En las vigas SMRF, para garantizar una alta ductilidad, se proveerá de una alta resistencia al cortante, es decir, que se prevé que la viga falle por flexión y no por corte.

Conforme la norma NEC-SE-HM-15 y el código internacional ACI 318-19, se tiene los parámetros para establecer una separación mínima y máximas para el acero de refuerzo transversal en la zona 2H o de confinamiento:

- $d/4$
- 150 mm
- $6d_b$

Para la zona donde no se requiere acero de refuerzo transversal de confinamiento, la separación no debe ser mayor a $d/2$ en toda la longitud de la viga.

El cortante de diseño se lo obtiene mediante el momento probable en función de acero longitudinal proporcionado, el cual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$M_{pr} = 1.25A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 41} \quad \begin{array}{l} \text{[Guía, NEC-15: Sec. 1.7.2]} \\ \text{[ACI 318-19: Sec. R18.6.5]} \end{array}$$

Siendo:

$$a = \frac{1.25A_s f_y}{0.85f'_c b} \quad \text{Ec. 42} \quad \begin{array}{l} \text{[Guía, NEC-15: Sec. 1.7.2]} \\ \text{[ACI 318-19: Sec. R18.6.5]} \end{array}$$

Posteriormente, se calcula el cortante hiperestático en función de los momentos probables y se escoge el mayor obtenido, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_{Hiper} = \frac{M_{prA} + M_{prB}}{l_n} \quad \text{Ec. 43} \quad \begin{array}{l} \text{[Guía, NEC-15: Sec. 1.7.2]} \\ \text{[ACI 318-19: Sec. R18.6.5]} \end{array}$$

Además, para calcular el cortante de diseño se requiere del cortante de las cargas gravitatorias, la cual se puede calcular con la siguiente expresión:

$$V_g = \frac{w_u l_n}{2} \quad \text{Ec. 44} \quad \begin{array}{l} \text{[Guía, NEC-15: Sec. 1.7.2]} \\ \text{[ACI 318-19: Sec. R18.6.5]} \end{array}$$

Siendo:

$$w_u = 1.2D + L \quad \text{Ec. 45} \quad \begin{array}{l} \text{Sec. 3.1.2} \\ \text{[NEC-SE-DS, 2015]} \end{array}$$

El cortante hiperestático y el cortante gravitacional se adicionan para obtener el cortante de diseño.

$$V_e = V_{Hiper} + V_g \quad \text{Ec. 46} \quad \begin{array}{l} \text{[Guía, NEC-15: Sec. 1.7.2]} \\ \text{[ACI 318-19: Sec. R18.6.5]} \end{array}$$

Cuando V_{Hiper} sea mayor a $0.5V_e$, la resistencia al cortante del hormigón se puede despreciar, es decir su valor es 0.

La resistencia a cortante proporcionada por el acero, se calcula suponiendo lo mencionado con anterioridad, obteniendo la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad \text{Ec. 47} \quad \begin{array}{l} \text{Sec. 5.1.1} \\ \text{[NEC-SE-HM,2015]} \end{array}$$

$$\phi V_n = \phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{Ec. 48} \quad \begin{array}{l} \text{[Guía 2: NEC15. Sec. 1.7.2]} \\ \text{[ACI 318-19: Sec. 22.5.8.3]} \end{array}$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia, 0.75 para elementos sometidos a cortante.

Finalmente se verifica que la resistencia al cortante del acero sea mayor a la fuerza cortante de diseño, $\phi V_s \geq V_e$

Para las zonas fuera de la zona 2H, se debe verificar la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_{u,min} \quad \text{Ec. 49} \quad \text{Sec. 9.9.2.1 [ACI 318-19]}$$

$$\phi V_n > \phi(2.65\sqrt{f'_c}bd) \quad (\text{sistema MKS}) \quad \text{Ec. 50} \quad \text{Sec.9.9.2.1 [ACI 318-19]}$$

3.10.1.3 Diseño a flexo-compresión de columnas SMRF

De acuerdo con la norma ACI 318-19, para un correcto funcionamiento de un sistema SMRF se busca que, durante un evento sísmico, las vigas fluyan antes que las columnas con el fin de salvaguardar la integridad de la columna, el criterio de Columna Fuerte-Viga Débil regula este mecanismo de falla dúctil en donde las vigas al ser menos resistentes llegarían antes a fluencia.

Se utiliza la siguiente expresión para cumplir el criterio antes mencionado, en don la resistencia a flexión nominales se calcula en la cara de los nodos:

$\Sigma M_{n.c} \geq 1.2 * \Sigma M_{n.v}$	Ec. 51	Sec. 18.7.3.2 [ACI 318-19]
--	---------------	-----------------------------------

Donde:

$\Sigma M_{n.c}$: Sumatoria de momentos a flexión nominales de las columnas evaluados en las caras del nodo

$\Sigma M_{n.v}$: Sumatoria de los momentos a flexión nominales de las vigas evaluados en las caras del nodo

El acero longitudinal calculado con los momentos nominales de las columnas en cumplimiento con el criterio Columna fuerte-Viga débil se limita a un valor mínimo de 0.01 A_g y a un valor máximo de 0.06 A_g .

3.10.1.4 Chequeo a corte en columnas SMRF

En las columnas SMRF, se establece una longitud mínima en los extremos en donde la separación de los estribos debe ser pequeña, debido a que es una zona donde generalmente se produce la fluencia por flexión. La longitud l_o no debe ser menor a:

- $L_c/6$
- H_c
- 450 mm

La separación del refuerzo transversal a lo largo de la longitud de la columna no debe exceder al menor de:

- $B_c/4$
- $6d_b$ menor
- Según se defina la siguiente expresión, pero esta no debe ser menor a 100 mm y no debe exceder 150 mm

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad \text{Ec. 52} \quad \text{Ec. 18.7.5.3 [ACI 318-19]}$$

El confinamiento especial debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 7

Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
----------------------	-----------	------------------------

A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de a) y b)	a) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de a), b) y c)	b) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ c) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$

Fuente: Extracto de la tabla 18.7.5.4 de (ACI 318, 2019)

3.10.2 Diseño del sistema estructural de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF)

3.10.2.1 Diseño a flexión de vigas OMRF

Para el diseño a flexión de vigas OMRF se replica el procedimiento detallado en la sección 3.10.10.1 concerniente al diseño a flexión de vigas SMRF, siguiendo el mismo principio de diseño. La diferencia es que este sistema no contempla limitaciones de acero mínimo o acero máximo, la única condición es que la resistencia a momento nominal proporcionada por el acero de refuerzo longitudinal sea mayor al momento ultimo obtenido del análisis estático lineal.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Ec. 53

Sec. 1.6
[Guía 2: NEC-15]

3.10.2.2 Diseño a cortante de vigas OMRF

El diseño a cortante de vigas OMRF, a diferencia de las vigas SMRF, estas se diseñan netamente a resistencia por lo que la propiedad de la ductilidad es limitada. Además, que para este procedimiento es requerido tomar en cuenta la resistencia que brinda el hormigón. El cual toma el valor de cualquiera de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}bd$$

sistema MKS

Ec. 54

Sec. 22.5.5.1.
[ACI 318-19]

$$V_c = 2.1\lambda\rho^{1/3}\sqrt{f'_c}bd$$

sistema MKS

Ec. 55

Sec. 22.5.5.1.3
[ACI 318-19]

Donde:

V_c = Resistencia al cortante del hormigón, no debe ser mayor que $1.33\lambda\sqrt{f'_c}bd$

λ = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión

ρ = Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón

b = Ancho de la viga

d = Peralte efectivo de la viga

Se debe verificar que la sección evaluada soporte las fuerzas cortantes que actúan sobre la viga, usando la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}bd) \quad \text{Ec. 56} \quad \text{Sec.22.5.8 [ACI 318-19]}$$

Si la condición no se cumple, se requiere aumentar la sección de la viga.

Posteriormente, se calcula el cortante requerido por el análisis estático lineal, usando la siguiente expresión:

$$V_{s,req} = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{Ec. 57} \quad \text{Ec. 22.5.8.1 [ACI 318-19]}$$

Donde:

$V_{s,req}$ = Resistencia al cortante del acero requerido por el análisis

V_u = Resistencia al cortante ultimo

V_c = Resistencia al cortante del hormigón

ϕ = Factor de reducción de resistencia, 0.75 para elementos sometidos a cortante

Se propone un diámetro de barra para el acero de refuerzo transversal, posteriormente se determina la separación requerida para el cortante de acero requerido.

$$s_{req} = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad \text{Ec. 58} \quad \text{Ec. 22.5.8.5.3 [ACI 318-19]}$$

Donde:

s_{req} = Separación requerida

A_v = Área de acero de refuerzo transversal

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

Para controlar la separación excesiva que se pueda obtener usando la ecuación anterior, se delimita una separación máxima conforme la siguiente tabla:

Tabla 8

Espaciamiento máximo para ramas del refuerzo de cortante en vigas

		s máximo, mm	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho
V_s requerido	Viga no preesforzadas		
$\leq 1.1\sqrt{f'_c}bd$	El menor	d/2	d
	de:	600 mm	
$> 1.1\sqrt{f'_c}bd$	El menor	d/4	d/2
	de:	300 mm	

Obtenido de (ACI 318, 2019), Sección 22.5.8

Se debe verificar que la resistencia al cortante nominal calculada sea mayor que el cortante último obtenido del análisis estático lineal

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

Ec. 59 [NEC-SE-HM,2015: Sec. 5.1.1.
[ACI 318-19: Sec. 22.5.1.1]

3.10.2.3 Revisión por torsión de vigas OMRF

La torsión es una sollicitación que se presenta cuando se aplica un momento en el eje longitudinal de un elemento estructural. Cuando un elemento de hormigón armado está sometido a torsión pura, se agrieta, teniéndose fisuras a 45°, debido a la tensión diagonal (Guía de diseño 2, 2016).

Se debe verificar que el umbral de torsión sea mayor que la torsión ultima obtenida del análisis estático lineal.

$$A_{cp} = bh$$

Ec. 60

Sec. 1.8.1
[Guía 2: NEC-15]

$$P_{cp} = 2(b + h)$$

Ec. 61

Sec. 1.8.1
[Guía 2: NEC-15]

$$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (\text{sistema MKS})$$

Ec. 62

[Guía 2, NEC-15: Sec. 1.8.1]
[ACI 318-19: Sec. 22.7.4.1]

$$\phi T_{th} \geq T_u$$

Ec. 63

[Guía 2, NEC-15: Sec. 1.8.1]
[ACI 318-19: Sec. 22.7.4.1]

Donde:

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón

P_{cp} = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón

T_{th} = Umbral de torsión

T_u = Torsión ultima

Si la condición se cumple, la torsión es despreciable, caso contrario se requerirá un diseño por torsión acorde a la sección 22.7 de ACI 318-19.

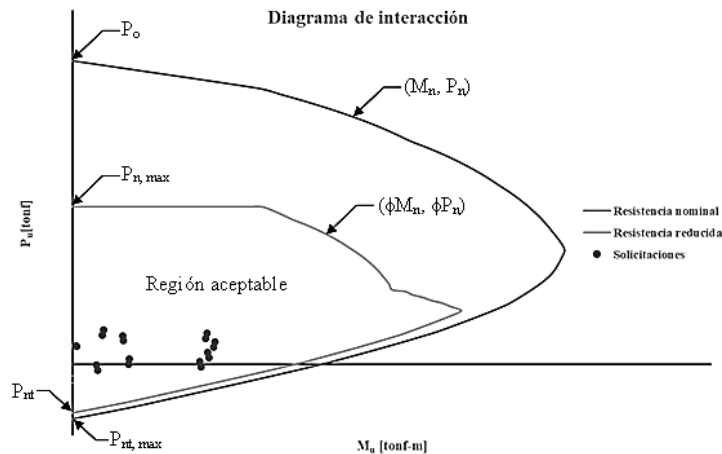
3.10.2.4 Diseño a flexo-compresión de columnas OMRF

A diferencia del diseño de columnas en un sistema SMRF, el diseño no está sujeto a cumplir con el criterio de Columna fuerte-Viga Débil, por lo que se diseña haciendo uso del diagrama de flexo-compresión, en donde, al hacer uso de este método, el acero a flexión de las columnas es resistente al sismo de servicio.

Para el diseño a flexo-compresión de una columna se hará el uso del diagrama de interacción, el cual se crea en función de las dimensiones de la sección, el acero longitudinal colocado y las propiedades de los materiales.

Figura 46

Esquema de un diagrama de interacción para el diseño de columnas



Los valores límites máximos de carga axial se basan en la norma ACI 318-19, las cuales se describen a continuación:

- Para la carga axial máxima a compresión:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st} \quad \text{Ec. 64} \quad \text{Ec.22.4.2.2 [ACI 318-19]}$$

$$P_{n,max} = 0.80P_o \quad \text{Ec. 65} \quad \text{Sec. 22.4.2.1 [ACI 318-19]}$$

Donde:

P_o = Resistencia axial nominal para una excentricidad igual a cero

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón

A_g = Área bruta de la sección del hormigón

A_{st} = Área total de refuerzo longitudinal

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

$P_{n,max}$ = Máximo valor de la resistencia nominal a la compresión

- Para la carga axial máxima a tensión:

$$P_{nt,max} = f_yA_{st} \quad \text{Ec. 66} \quad \text{Sec. 22.4.2 [ACI 318-19]}$$

Donde:

$P_{nt,max}$ = Máximo valor de la resistencia nominal a tensión

Se verifica que la cuantía de acero no deba ser menor $0.01A_g$ y que no deba exceder $0.03A_g$ según la NEC-SE-HM-15 y $0.06A_g$ según ACI 318-19.

3.10.2.5 Chequeo a cortante de columnas OMRF

Para el diseño a cortante de una columna se realiza el mismo procedimiento que se usa para el diseño de una viga OMRF, la variante adicional es la consideración de la carga axial para el cálculo de la resistencia al cortante del hormigón.

$$V_c = \left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) bd \quad \text{sistema MKS} \quad \text{Ec. 67} \quad \text{Sec. 22.5.6.2 [ACI 318-19]}$$

$$V_c = \left(2.1\lambda\rho^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) bd \quad \text{sistema MKS} \quad \text{Ec. 68} \quad \text{Sec. 22.5.6.2 [ACI 318-19]}$$

Donde:

N_u = Carga axial, positiva en compresión y negativa en tensión

V_c = Resistencia al cortante del hormigón, no debe tomarse menor a cero y no debe ser mayor que $1.33\lambda\sqrt{f'_c}bd$

La relación $\frac{N_u}{6A_g}$ no debe ser mayor que $0.05f'_c$.

Para la obtención del cortante del acero requerido y la separación requerida, se aplica la ecuación 67 y la tabla 9 del presente documento, teniendo en cuenta que la carga axial tiene incidencia al momento de analizar la columna, mientras que en las vigas es despreciable.

3.11 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES (AENL)

Para la evaluación del desempeño sísmico no lineal de los modelos estudiados, se aplicará el método estático no lineal o también llamado Push-over, el cual permite evaluar la capacidad sísmica de las estructuras. Esta metodología consiste en la asignación de cargas laterales incrementales al modelo estructural hasta que colapse o se alcance un desplazamiento objetivo.

Este método permite la simulación de la respuesta estructural al obtener el comportamiento no lineal de los elementos que la componen y determinar sus modos de falla.

De acuerdo con el objetivo 3 se describen las prescripciones de la norma ASCE 41-23 con referencia a ACI 369.1-22 sobre el modelamiento del comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado.

3.11.1 Propiedades esperadas de los materiales

El código ASCE 41-23 indica que las propiedades de los materiales esperadas se basan en valores medios de las propiedades de los materiales probados. Las propiedades de los materiales esperados correspondientes se calculan multiplicando los valores en el límite inferior por los factores apropiados específicos de cada material.

3.11.1.1 Propiedades esperadas del hormigón

El código ACI 318-19, en el apéndice A.9 propone utilizar para nuevas edificaciones los factores correspondientes a la tabla A.9.1, cuyo factor de corrección es 1.3.

3.11.1.2 Propiedades esperadas del acero

Para nuevas construcciones, el código ACI 318-19 también propone hacer uso del apéndice A, el cual se basa en el grado y tipo de acero a utilizar.

Haciendo uso del apéndice A.9.1 del código ACI 318-19, nos da como resultado de la relación entre la resistencia mínima y esperada, un factor para el acero de 1.2

3.11.2 Rigidez efectiva de vigas y columnas para procedimiento no lineales

Los valores tabulados para la carga axial, la flexión y el corte se aplicarán conjuntamente para definir la rigidez efectiva de un elemento, a menos que se justifiquen combinaciones alternativas.

Tabla 9

Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal

Elemento	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Vigas no preesforzadas ^a	$1.0E_{cE}A_g$	$0.2E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$
Columnas con compresión causada por cargas de diseño gravitatorias $\geq 0.5A_gf'_c$ ^b	$1.0E_{cE}A_g$	$0.7E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$
Columnas con compresión causada por cargas de diseño gravitatorias $\leq 0.1A_gf'_c$ o con tensión ^b	$1.0E_{cE}A_g$ (compresión) $1.0E_{cE}A_g$ (tensión)	$0.2E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$

^aPara vigas T, el valor de I_g puede tomarse como el doble del valor de I_g de la parte central de la viga. De lo contrario, I_g se basará en el ancho efectivo según se define en la sección 3.1.3 de ACI 369.1-22.

^bPara columnas y muros con compresión axial dentro de los límites proporcionados, la rigidez a flexión se determinará mediante interpolación lineal. Si no se realiza la interpolación, se utilizarán rigideces efectivas más conservadoras. Se permite utilizar una carga axial impuesta (NUG) para evaluaciones de rigidez.

Obtenido de (ASCE/SEI 41, 2023)

3.11.3 Modelamiento no lineal de los elementos

A continuación, se detallan las ecuaciones de los parámetros que se presentan en el capítulo 2. Los diseños estructurales de los modelos estudiados, al estar basados en los reglamentos de ACI 318-19, ambas estructuras tanto los sistemas SMRF y OMRF, las vigas no estarán controladas por

un desarrollo o empalme inadecuado de refuerzos longitudinales a lo largo del vano, o por un empotramiento inadecuado en la unión viga-columna y las columnas no estarán controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre.

3.11.3.1 Parámetros de modelamiento de rótulas plásticas en vigas

Se presentan las ecuaciones para calcular los parámetros a_{nl} , b_{nl} y c_{nl} .

Parámetro a_{nl}

$$a_{nl} = k_{sc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.40 \rho_t \frac{f_{ytE}}{f'_{cE}} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0$$

$$k_{sc} = 1 \geq 2 \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$$

Ec. 69 **Tabla 4.2.2.2.2a.**
[ACI 369.1-22]

Parámetro b_{nl}

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1; & b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{cE}}{8\rho_t f_{ytE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1; & b_{nl} = a_{nl} + 4\theta_{yE} k_{sp} \geq b_{nl1} \end{cases}$$

$$\text{Para } \begin{cases} s \leq \frac{d}{2}; & k_{sp} = 1 \\ s > \frac{d}{2}; & k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d} \right) \geq 0 \end{cases}$$

Ec. 70 **Tabla 4.2.2.2.2a.**
[ACI 369.1-22]

Parámetro c_{nl}

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1; & c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1; & c_{nl} = 0.2 \end{cases}$$

Ec. 71 **Tabla 4.2.2.2.2a.**
[ACI 369.1-22]

Donde:

a_{nl}, b_{nl} = Parámetros utilizados para medir la capacidad de deformación en las curvas cargas-deformación de los elementos.

c_{nl} = Parámetro utilizado para medir la resistencia residual.

k_{sc} = Factor de reducción.

k_{sp} = Factor de amplificación o reducción.

M_{yE} = Resistencia al momento en la sección, evaluada según ACI 318 sin considerar factores de reducción de resistencia y utilizando propiedades esperadas de los materiales, N-mm.

V_{MCyDE} = Demanda al cortante que resulta en la fluencia a flexión de las rótulas plásticas en un momento de M_{CyDE} , N.

V_{BeamOE} = Resistencia al corte de vigas de hormigón armado evaluada de acuerdo con ACI 318 Sección 22.5 modificadas por las disposiciones de ACI 369.1, utilizando un factor de reducción de resistencia $\phi = 1$ y propiedades del material esperadas, N.

ρ_t = Relación entre el área del refuerzo transversal distribuido y el área bruta del concreto perpendicular a ese refuerzo, $A_v/(bs)$.

d = Peralte efectivo de la viga, mm.

f_{ytE} = Resistencia esperada a la fluencia del acero de refuerzo transversal, MPa.

f'_{cE} = Resistencia esperada a la compresión del hormigón, MPa.

θ_{yE} = Rotación de fluencia para vigas, según ACI 369.1 su valor es de 0.008 para fines de cálculo de los parámetros a_{nl} y b_{nl} .

3.11.3.2 Criterios de aceptación en vigas

Tabla 10

Criterios de aceptación para vigas

Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de Vida (LS)	Prevención de Colapso (CP)
$0.15a_{nl} \leq 0.005$	$0.5b_{nl}$	$0.7b_{nl}$

Obtenido de: (ACI 369.1, 2022), Tabla 4.2.2.2a

3.11.3.3 Parámetros de modelamiento de rótulas en columnas

Se presentan las ecuaciones para calcular los parámetros a_{nl} , b_{nl} y c_{nl} .

Parámetro a_{nl}

$$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0 \quad \text{Ec. 72a} \quad \text{Tabla 4.2.2.2b. [ACI 369.1-22]}$$

$$V_{ColOE} = k_{nl} V_{ColO}$$

$$V_{ColO} = k_{nl} \left[0.083 \alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{ytL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad \text{Ec. 72b} \quad \text{Tabla 4.2.2.2b. [ACI 369.1-22]}$$

Parámetro b_{nl}

$$\text{Para } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \right. \quad \text{Ec. 73} \quad \text{Tabla 4.2.2.2b. [ACI 369.1-22]}$$

Parámetro c_{nl}

$$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0 \quad \text{Ec. 74} \quad \text{Tabla 4.2.2.2b. [ACI 369.1-22]}$$

Donde:

a_{nl}, b_{nl} = Parámetros utilizados para medir la capacidad de deformación en las curvas cargas-deformación de los elementos.

c_{nl} = Parámetro utilizado para medir la resistencia residual.

N_{UD} = Carga axial de diseño evaluada según la sección 7.5.3.1 de ASCE 41 en procedimiento no lineales, N.

V_{MCyDE} = Demanda al cortante que resulta en la fluencia a flexión de las rótulas plásticas en un momento de M_{CyDE} , N.

V_{CoIoE} = Resistencia al corte de columnas de hormigón con una demanda de ductilidad de desplazamiento que no excede de 2.0, según la ecuación 4.2.3.1 de ACI 369.1-22; evaluada utilizando propiedades de materiales esperadas, N.

A_g = Área bruta de la sección transversal del elemento, mm².

ρ_t = Relación entre el área del refuerzo transversal distribuido y el área bruta del concreto perpendicular a ese refuerzo, $A_v/(bs)$.

f'_{cE} = Resistencia esperada a la compresión del hormigón, MPa.

f_{ytE} = Resistencia esperada a la fluencia del acero de refuerzo transversal, MPa.

k_{nl} = Coeficiente usado para calcular la resistencia a cortante de columnas basado en la ductilidad de desplazamiento. Su valor es 1 si la demanda de ductilidad es menor o igual a 2, su valor es 0.7 si la demanda de ductilidad es mayor o igual a 6, y varía linealmente para la ductilidad de desplazamiento entre 2 y 6.

A_v = Área de acero de refuerzo transversal, mm².

α_{col} = Parámetro adimensional para evaluar la eficacia del refuerzo transversal en resistir las fuerzas de corte: Toma el valor de 1 si $s/d \leq 0.75$, 0 si $s/d \geq 1$, y varía linealmente para s/d entre 0.75 y 1.

$f_{yTL/E}$ = Resistencia a la fluencia mínima o resistencia esperada a la fluencia del refuerzo transversal, según corresponda a acciones controladas por fuerza o controladas por deformación, MPa.

d = Peralte efectivo del elemento, mm.

s = Separación del refuerzo transversal, mm

λ = Factor de corrección relacionado con el peso unitario del concreto.

$f'_{cL/E}$ = Resistencia compresiva del concreto mínima o esperada, según corresponda a acciones controladas por fuerza o controladas por deformación, MPa.

M_{UD} = Momento de diseño del elemento evaluado según la ecuación 7-34 de ASCE 41, N-mm.

V_{UD} = Fuerza de diseño del elemento evaluado según la ecuación 7-34 de ASCE 41, N.

N_{UG} = Carga axial de diseño del elemento, evaluada en base a las combinaciones de carga de las ecuaciones 7-1 a 7-3 de ASCE 41, su valor es 0 para cargas axiales a tensión, N.

3.11.3.4 Criterios de aceptación en columnas

Tabla 11

Criterios de aceptación para vigas

Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de Vida (LS)	Prevención de Colapso (CP)
$0.15a_{nl} \leq 0.005$	$0.5b_{nl}$	$0.7b_{nl}$

Obtenido de: (ACI 369.1, 2022), Tabla 4.2.2.2b

3.11.4 Cargas consideradas para el análisis estático no lineal

3.11.4.1 Carga gravitacional no lineal

Conforme a ASCE 41-23, para análisis no lineal, las acciones causadas por las cargas gravitacionales, Q_G , se deben considerar para combinarlas con las acciones causadas por las cargas sísmicas.

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Ec. 75

Ec. 7.3
[ASCE 41-23]

Donde:

Q_D = Acciones causadas por las cargas muertas.

Q_L = Acciones causadas por las cargas vivas.

Q_S = Acción causada por las cargas de nieve.

Las cargas muertas están determinadas conforme a la sección 3.7 de este estudio, la carga viva se reduce a un 25% conforme al capítulo 4 de ASCE 41, y la carga de nieve es despreciable en este estudio debido a la ubicación de este.

3.11.4.2 Cargas laterales

Las cargas laterales en el análisis estático lo lineal se incrementan de manera controlada, estas son aplicadas de manera progresiva e incrementales, permitiendo la respuesta progresiva no lineal de la estructura. Para modelar las cargas laterales se usará la distribución vertical del cortante basal, usando la ecuación 35.

3.12 METODOLOGIA DEL O.E 4: COMPARACION DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS

3.12.1 Ductilidad global

La ductilidad global de los modelos estructurales se obtendrá conforme a la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad \text{Ec. 76} \quad \text{Sec. 11.4 [ASCE 7-16]}$$

Donde:

Δu = Desplazamiento ultimo

Δy = Desplazamiento de fluencia

μ = Coeficiente de ductilidad

3.12.2 Sobre resistencia

La sobre resistencia se calculará mediante la siguiente expresión:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_D} \quad \text{Ec. 77} \quad \text{Sec. 12.2.1.1. [ASCE 7-16]}$$

Donde:

V_{max} = Cortante basal máximo obtenido de la curva de capacidad

V_D = Cortante basal de diseño

Ω = Sobre resistencia

3.12.3 Demanda de ductilidad

La demanda de ductilidad de una estructura es la cantidad de deformación inelástica que la estructura experimenta antes de llegar a su límite de resistencia.

Para estimar la demanda de ductilidad, se hará el uso del Método del Espectro de Capacidad Mejorado de FEMA 440, el cual presenta 3 enfoques o procedimientos, para este estudio se aplicará el Procedimiento C que tiene como objetivo buscar los posibles puntos de desempeño, el cual está basado en el uso del espectro de respuesta de aceleración modificado por varias soluciones hipotéticas y las ductilidades asociadas. Que da lugar a un conjunto de puntos hipotéticos de desempeño, donde el punto de desempeño estará definido en la intersección de la curva de capacidad con el espectro de demanda como se muestra en la Figura 18 del capítulo 2.

3.13 FLUJO OPERATIVO DE LAS VARIABLES

Tabla 12

Flujo operativo de las variables independientes

VARIABLES		DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	ESCALA
Variable Independiente	Desempeño sísmico de sistema de pórticos SMRF y OMRF	Método de cálculo para obtener el diseño óptimo de un sistema de pórtico SMRF y OMRF	Diseño de pórticos SMRF en base a 341-22	Predimensionamiento de elementos estructurales	Chequeo de columna fuerte-viga débil	Adimensional
			Diseño de pórticos OMRF	Predimensionamiento de elementos estructurales	Índice de ductilidad	Dimensional

Tabla 13

Flujo operativo de las variables dependientes

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	ESCALA
Parámetros de sismo y secciones de elementos estructurales conforme a la normativa NEC-15.	Parámetros que inciden directamente en el desempeño global de la estructura	Cumplimiento de los requerimientos de las normativas aplicadas para diseño de estructuras sismorresistentes	Desempeño sísmico global de la estructura	Deriva máxima admisible	%
				Torsiones inherentes	%
Variable Dependiente Diseño estructural de sistemas de pórticos SMRF y OMRF	Se diseña y planifica el sistema estructural adecuado con el propósito de mejorar la eficiencia de la estructura buscando la mejor relación de calidad-precio.	Se obtiene el diseño óptimo para el sistema seleccionado que cumpla los requerimientos de la normativa que corresponda	Configuración estructural	Regularidad Estructural	Adimensional
				Seguridad de la estructura	Factores de seguridad

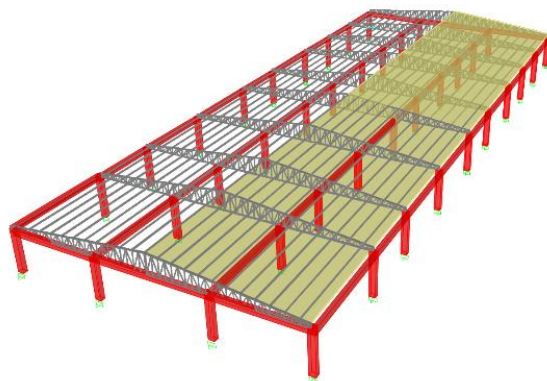
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 PREDISEÑO DE LOS MODELOS DE ESTUDIO

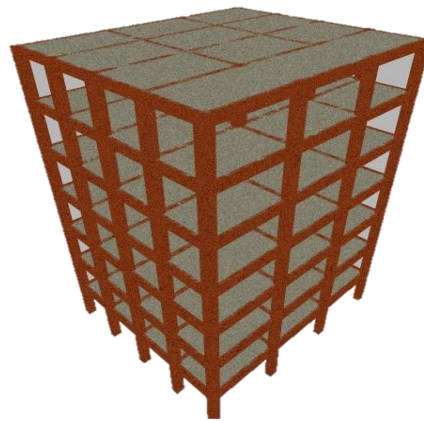
El diseño estructural de los modelos I y modelo II, se diseñaron conforme a los requerimientos establecidos en la norma local vigente NEC-15 y complementado con la norma internacional actual ACI 318-19.

Figura 47

Vista esquemática de los modelos en estudio



Vista esquemática Modelo I



Vista esquemática Modelo II

4.1.1 Dimensiones de los elementos estructurales

4.1.1.1 Dimensiones de vigas y columnas

Para las estructuras SMRF, las dimensiones de las secciones se obtuvieron en base a la deriva inelástica máxima conforme se establece en la norma NEC-15, además de considerar los valores establecidos por la NEC-15 para los momentos de inercia. Para las estructuras OMRF, el criterio de deriva inelástica máxima se lo trabajo conforme la norma colombiana NRS-10 y la norma Peruana E.060, debido a que la norma local no considera las estructuras OMRF. Conforme a los criterios establecidos y las ecuaciones de predimensionamiento para vigas y columnas presentadas en el capítulo 3 se obtienen las siguientes secciones:

Tabla 14

Secciones utilizadas en el Modelo I

Modelo I						
N° Pisos	SMRF			OMRF		
	Vigas [cm]		Columnas [cm]	Vigas [cm]		Columnas [cm]
	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y	
1	35x30 40x30	35x30 40x30	45x30	70x40	70x40	70x50

Tabla 15

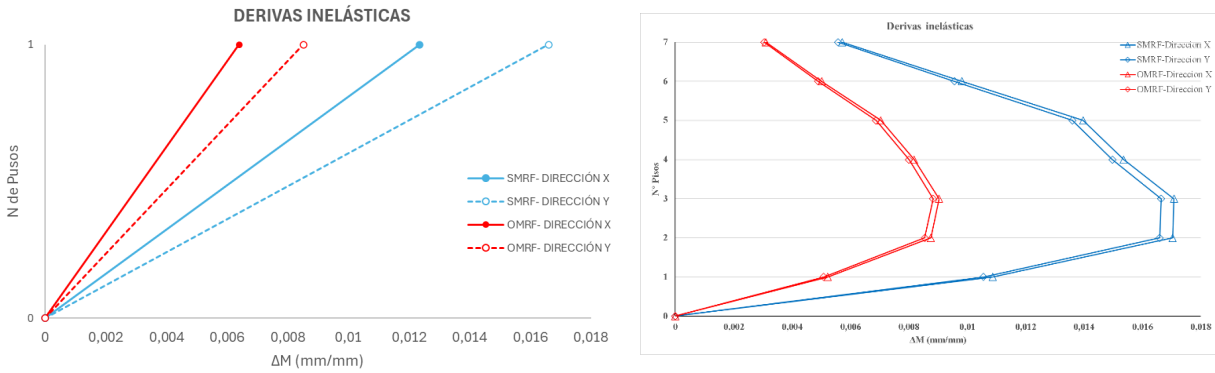
Secciones utilizadas en el Modelo II

Modelo II						
N° Pisos	SMRF			OMRF		
	Vigas [cm]		Columnas [cm]	Vigas [cm]		Columnas [cm]
	Dirección X	Dirección Y		Dirección X	Dirección Y	
1-4	30x50	30x45	45x45	35x60	35x55	60x60
5-6	30x50	30x45	40x40	35x60	35x55	55x55
7	25x45	25x40	40x40	30x55	30x50	55x55

La aplicación de las secciones mostradas en la tabla 12 y tabla 13 permitieron lograr establecer derivas inelásticas cercanas a 0.02 para las estructuras SMRF y 0.01 para estructuras OMRF, siendo las calculadas menores a las derivas inelásticas límites establecidas.

Figura 48

Derivas inelásticas



a) Modelo I

b) Modelo II

La figura 51 muestra las derivas inelásticas máximas que se obtuvieron para un sismo con efectos ortogonales para la estructura SMRF y la estructura OMRF de ambos modelos estudiados.

4.1.1.2 Parámetros de desempeño global

Se realizó el chequeo de los parámetros de desempeño global conforme a la norma local NEC-15, para cada uno de los modelos estudiados y sus respectivos sistemas estructurales. Adicionalmente, para la evaluación sísmica se consideró los efectos ortogonales conforme a lo descrito en la sección 12.5.1.2a de ASCE 7-22, cuyos resultados se muestran a continuación:

Tabla 16

Parámetros de desempeño global: Modelo I

Parámetro	Valor máximo calculado		Condición	
	SMRF	OMRF		
Deriva inelástica máxima	0.0166	0.0085	$\Delta M < 0.02-0.01$	Cumple

Torsión Excesiva	0.819	0.822	$\Delta E/\Delta P_{prom} < 1,2$	Cumple
	0.819	0.822	$\delta/\delta_{prom} < 1,2$	Cumple
Índice de estabilidad	0.021	0.003	$Q < 0.1$	Cumple

Tabla 17

Parámetros de desempeño global: Modelo II

Parámetro	Valor máximo calculado		Condición	
	SMRF	OMRF		
Deriva inelástica máxima	0.01708	0.00903	$\Delta M < 0.02-0.01$	Cumple
Torsión Excesiva	1.12687	1.12675	$\Delta E/\Delta P_{prom} < 1,2$	Cumple
	1.12687	1.12675	$\delta/\delta_{prom} < 1,2$	Cumple
Índice de estabilidad	0.0198	0.0099	$Q < 0.1$	Cumple

Se observa que para el modelo I y II, en el sistema SMRF, los parámetros cumplen con lo dispuesto por la norma NEC-15. Así mismo para el sistema OMRF, en este, la única diferencia que se puede observar es el cambio del límite de la deriva inelástica, puesto que se la referencio de la norma colombiana NSR-10.

4.2 Diseño estructural de los casos de estudio

4.2.1 Modelo I: Estructura SMRF

4.2.1.1 Cortante basal de diseño

Con base a los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura, se calcula el cortante basal de diseño que se utilizará para el análisis por el método Estático Equivalente.

Tabla 18

Parámetros para obtener el Cortante Basal – Modelo I, SMRF

R	ϕ_P	ϕ_E	I	T(sg)	S(a)	V (ton)
8	1	1	1	0.234	0.958	31.73

4.2.1.2 Diseño a flexión de vigas

El acero requerido para cada viga está en función de los momentos flectores los cuales se obtienen de la aplicación de las cargas combinadas establecidas, las cuales incluyen las acciones sísmicas.

Figura 49

Envolvente de cargas para el eje de vigas críticas en la dirección Y

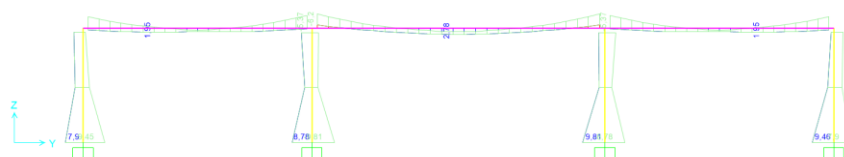
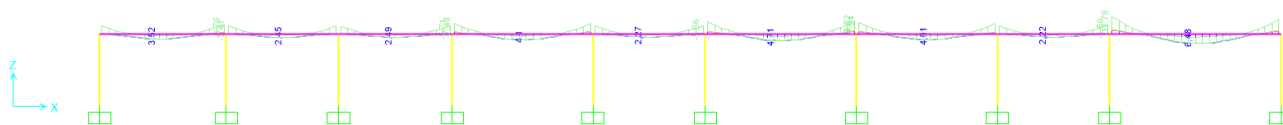


Figura 50

Envolvente de cargas para vigas críticas en el eje X



El acero longitudinal propuesto debe ser mayor al acero longitudinal requerido calculado, por lo que se propuso una configuración estructural que cumpla con lo mencionado con anterioridad, dichos resultados se resumen a continuación:

Tabla 19

Acero longitudinal propuesto para vigas en dirección Y (cm²) - Modelo I, SMRF

Piso	As	Tramo 3 – 2	Tramo 2 – 1	Tramo 1 – 0
1	-	4.52	6.09	6.09

+	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
---	------	------	------	------	------	------

Nota: Acero propuesto para eje A y J

Tabla 20

Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en dirección X (cm²) - Modelo I, SMRF

Piso	As	Tramo A – B		Tramo B – C		Tramo C – D	
1	-	6.16	6.94	6.94	6.16	6.16	7.29
	+	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	4.18
Piso	As	Tramo D – E		Tramo E – F		Tramo F – G	
1	-	7.29	7.29	7.29	8.42	8.42	8.83
	+	4.18	4.18	4.18	4.18	4.18	4.18
Piso	As	Tramo G – H		Tramo H – I		Tramo I – J	
1	-	8.83	7.73	7.73	11.50	11.50	10.02
	+	4.18	3.39	3.39	6.09	6.09	5.31

Nota: Acero propuesto para eje 0 y 3

Tabla 21

Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en dirección X (cm²) - Modelo I, SMRF

Piso	As	Tramo A – B		Tramo B – C		Tramo C – D	
1	-	10.30	12.06	12.06	8.83	8.83	14.33
	+	4.18	5.31	5.31	5.31	5.31	6.09
Piso	As	Tramo D – E		Tramo E – F		Tramo F – G	
1	-	14.33	14.33	14.33	14.33	14.33	14.33
	+	6.09	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
Piso	As	Tramo G – H		Tramo H – I		Tramo I – J	
1	-	14.33	12.06	12.06	20.36	20.36	10.02
	+	6.79	5.65	5.65	9.24	9.24	7.57

Nota: Acero propuesto para eje 1 y 2

4.2.1.2.1 Diseño por cortante de vigas

En base a la aplicación del procedimiento presentado en el capítulo 3, se obtiene el cortante hiperestático, el cual es generado por los momentos probables al momento de la formación de las rótulas plásticas en las zonas de confinamiento de la viga y adicionalmente el cortante proveniente de la aplicación de las cargas gravitacionales

La hipótesis de diseño sismorresistente indica que se desprecia la resistencia del concreto, $V_c = 0$, si el cortante hiperestático presenta la mitad o más del cortante de diseño calculado. Los resultados de este procedimiento se presentan a continuación:

Tabla 22

Resistencias a cortante en las vigas críticas en la dirección X - Modelo I, SMRF

Piso	V_{Hiper} [tonf]	V_{Isos} [tonf]	V_e [tonf]	$V_{Hiper} > 0.5V_e$
1	2.69	3.120	5.81	No Cumple

Nota: Resistencias a cortante de vigas del tramo A-B del Eje 5

Se observa que la condición sismorresistente no se cumple, por lo que la resistencia del concreto V_c no se desprecia.

En base al procedimiento establecido en el capítulo 3, se debe verificar que la resistencia nominal proporcionada por el acero de refuerzo transversal sea mayor que el cortante de diseño. Se muestra un resumen de los resultados obtenidos para las vigas en zonas críticas de la edificación.

Tabla 23

Diseño por cortante de vigas críticas en la dirección Y- Modelo I, SMRF

Tramo	V_u [tonf]	\emptyset [mm]	s [cm]	V_s [tonf]	V_c [tonf]	ϕV_n [tonf]	$V_u \leq \phi V_n$
3-2	1.93	8	5	26.18	8.25	19.63	Cumple
2-1	2.33	8	5	26.18	8.25	19.63	Cumple
1-0	2.03	8	5	26.18	8.25	19.63	Cumple

Nota: Acero propuesto para Eje A y J

Tabla 24

Diseño por cortante para vigas críticas en la dirección X - Modelo I, SMRF

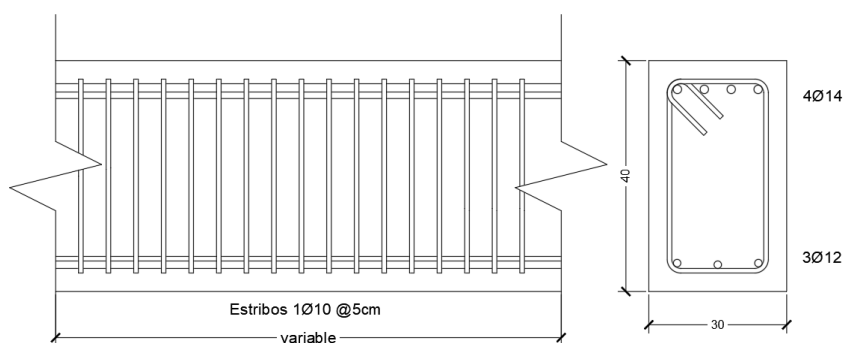
Tramo	V_u [tonf]	\emptyset [mm]	s [cm]	V_s [tonf]	V_c [tonf]	ϕV_n [tonf]	$V_u \leq \phi V_n$
A-B	6.99	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple
B-C	6.34	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple
C-D	6.38	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple
D-E	8.33	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple
E-F	6.30	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple

F-G	9.00	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple
G-H	8.47	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple
H-I	6.32	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple
I-J	10.77	8	5	30.40	9.58	22.80	Cumple

Nota: Acero propuesto para Eje 0 y 3

Figura 51

Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema SMRF



Nota: Sección perteneciente a la zona 2H de la viga del eje 0 del tramo A-B.

4.2.1.3 Diseño de columnas

4.2.1.3.1 Columna fuerte – Viga débil

Para garantizar una falla dúctil en el sistema SMRF, la sumatoria de los momentos en las columnas deberá ser superior al menos 6/5 la sumatoria de momentos de las vigas con el objetivo de que estas últimas sean las primeras en plastificarse.

A continuación, se presentan los resultados del criterio de columna fuerte – viga débil de la columna del caso de estudio.

Tabla 25

Resultado del criterio de columna fuerte – viga débil - Modelo I, SMRF

Dirección	ΣM_c [tonf-m]	ΣM_v [ton-m]	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	$\Sigma M_c / \Sigma M_v \geq 1.2$
X	62.00	21.13	2.93	Cumple
Y	50.00	19.32	2.59	Cumple

4.2.1.3.2 Cortante en las columnas

Se diseñó el esfuerzo cortante en función de las ecuaciones 51 y 52.

Tabla 26

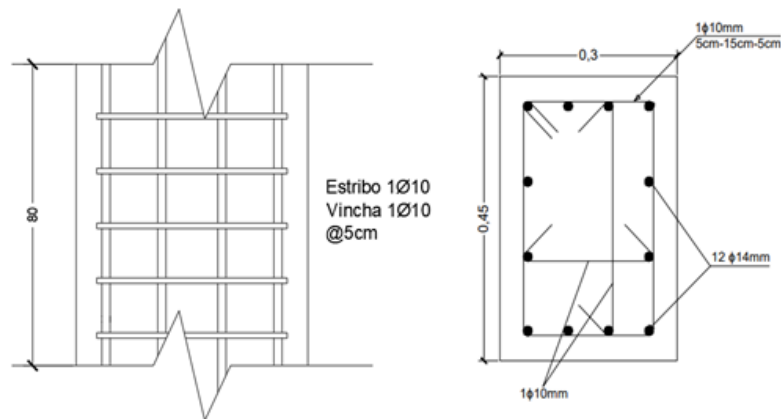
Refuerzo transversal de la columna - Modelo I, SMRF

Piso	Dirección	Ash [cm ²]	Ash propuesto [cm ²]	Ramas	Ø [mm]	S [cm]
1	X	2,32	3.64	3	10	5-15-5
	Y	3,90	3.93	3	10	5-15-5

Se destaca que la columna cuenta con 4 varillas de 14mm en cada dirección (X y Y), mismas que como se indica en la tabla 26, tienen una vincha de 10mm.

Figura 52

Vista transversal y longitudinal de la sección de columna usada en el sistema SMRF



Nota: Sección de la zona L_0 de las columnas

4.2.2 Modelo I: Estructura OMRF

4.2.2.1 Cortante basal de diseño

En base a los parámetros establecidos en el capítulo 3, se obtiene los siguientes resultados para el cortante basal de diseño:

Tabla 27

Parámetros para obtener el Cortante Basal - Modelo I, OMRF

Modelo	I	Sa	ϕ_P	ϕ_E	R	Cs	V [tonf]
I- OMRF	1,3	1.062	1	1	3	0.1328	156.53

4.2.2.2 Diseño de vigas

Las dimensiones de las vigas a lo largo de la edificación no poseen variaciones, es decir, que las vigas en su dirección correspondiente no tienen reducción en sus secciones.

4.2.2.2.1 Diseño a flexión de vigas

El acero requerido para cada viga está en función de los momentos flectores los cuales se obtienen de la aplicación de las cargas combinadas establecidas, las cuales incluyen las acciones sísmicas.

Figura 53

Envolvente de cargas para el eje de vigas críticas en la dirección Y - Modelo I, OMRF

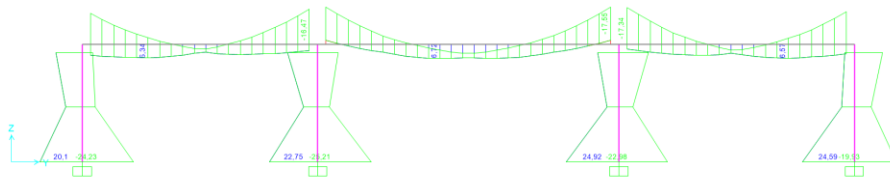
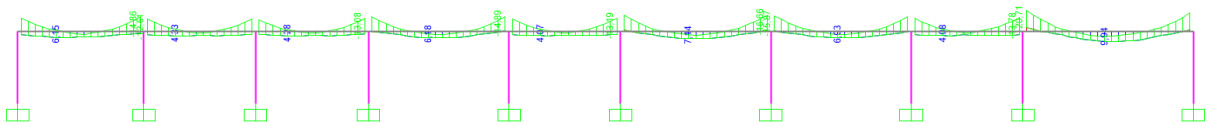


Figura 54

Envolvente de cargas para vigas críticas en el eje X-Modelo I, OMRF



El acero longitudinal propuesto debe ser mayor al acero longitudinal requerido calculado, por lo que se propuso una configuración estructural que cumpla con lo mencionado con anterioridad, dichos resultados se resumen a continuación:

Tabla 28

Acero longitudinal propuesto para vigas en dirección Y (cm²) - Modelo I, OMRF

Piso	As	Tramo 3 – 2		Tramo 2 – 1		Tramo 1 – 0	
1	-	8.04	11.12	11.12	11.12	11.12	8.04
	+	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04

Nota: Acero propuesto para eje A y J

Tabla 29

Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en dirección X (cm²) - Modelo I, OMRF

Piso	As	Tramo A – B		Tramo B – C		Tramo C – D	
1	-	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
	+	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
Piso	As	Tramo D – E		Tramo E – F		Tramo F – G	
1	-	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
	+	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
Piso	As	Tramo G – H		Tramo H – I		Tramo I – J	
1	-	8.04	8.04	8.04	11.12	11.12	8.04
	+	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04

Nota: Acero propuesto para eje 0 y 3

Tabla 30

Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en dirección X (cm²) - Modelo I, OMRF

Piso	As	Tramo A – B		Tramo B – C		Tramo C – D	
1	-	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
	+	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
Piso	As	Tramo D – E		Tramo E – F		Tramo F – G	
1	-	8.04	11.12	11.12	11.12	11.12	11.12
	+	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
Piso	As	Tramo G – H		Tramo H – I		Tramo I – J	
1	-	11.12	8.04	8.04	12.66	12.66	11.12
	+	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04

Nota: Acero propuesto para eje 1 y 2

4.2.2.2.2 Diseño por cortante de vigas

En base al procedimiento establecido en el capítulo 3, se muestra un resumen de los resultados obtenidos para las vigas críticas de la edificación.

Tabla 31

Diseño por cortante de vigas críticas en la dirección Y - Modelo I, OMRF

Tramo	V_u [tonf]	\emptyset [mm]	s [cm]	V_s [tonf]	V_c [tonf]	ϕV_n [tonf]	$V_u \leq \phi V_n$
3-2	7.43	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
2-1	7.24	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
1-0	7.43	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple

Nota: Acero propuesto para Eje A y J

Tabla 32

Diseño por cortante para vigas de borde críticas en la dirección X - Modelo I, OMRF

Tramo	V_u [tonf]	\emptyset [mm]	s [cm]	V_s [tonf]	V_c [tonf]	ϕV_n [tonf]	$V_u \leq \phi V_n$
A-B	7.20	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
B-C	6.89	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
C-D	6.77	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
D-E	7.65	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
E-F	6.87	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
F-G	8.02	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
G-H	7.82	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
H-I	6.92	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple
I-J	9.50	8	30	13.60	22.85	23.93	Cumple

Nota: Acero propuesto para Eje 0, 1, 2,3 y 4

4.2.2.2.3 Revisión por torsión

Se realiza la verificación por torsión para comprobar que las vigas no fallan por torsión conforme al procedimiento establecido en el capítulo 3.

Tabla 33

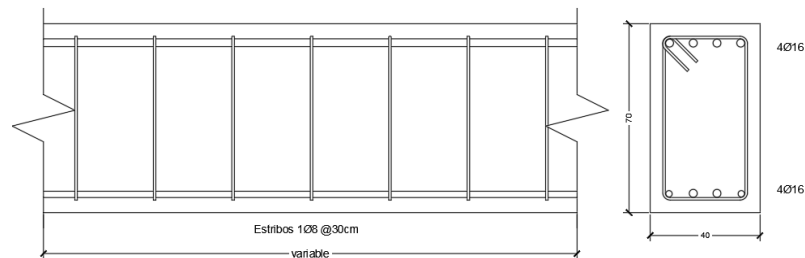
Verificación de torsión para vigas críticas en X y - Modelo I, OMRF

EJE X			
Piso	T_u [tonf-m]	T_{ht} [tonf-m]	$T_u < T_{ht}$
1	0.074	1.207	Cumple
EJE Y			
Piso	T_u [tonf-m]	T_{ht} [tonf-m]	$T_u < T_{ht}$
1	0.296	1.207	Cumple

Se observa que el umbral de torsión T_{ht} es igual en todos los pisos, esto debido a que se tiene la misma dimensión de las secciones en cada uno de ellos, además se visualiza que la torsión ultima es menor al umbral de torsión, por lo que, en consecuencia, no se requiere de un diseño por torsión y esta es despreciable.

Figura 55

Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema OMRF



Nota: Distribución de estribos lo largo de la viga del eje 0 del tramo A-B.

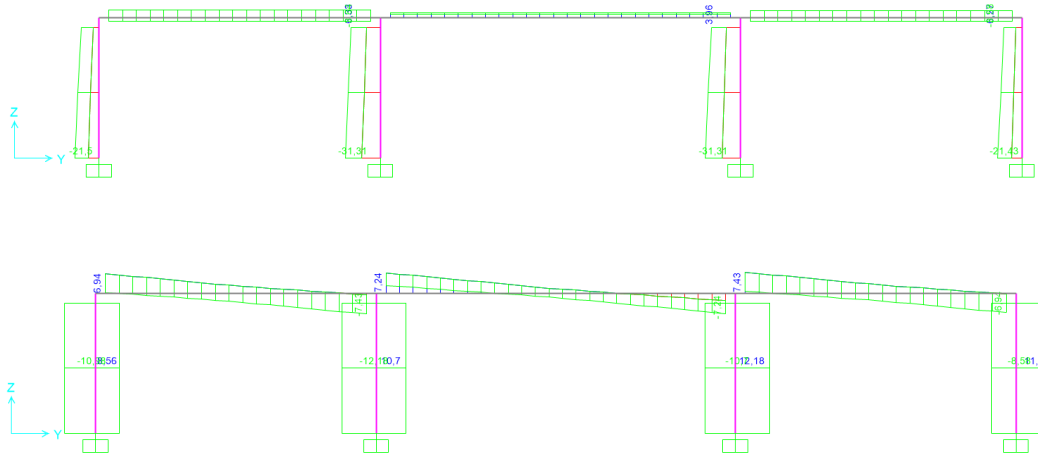
4.2.2.3 Diseño de columnas OMRF

4.2.2.3.1 Diseño a flexo compresión de columnas

Conforme a lo establecido en el capítulo 3, se diseña la columna crítica del piso 1. Las cargas y momentos actuantes se muestran a continuación:

Figura 56

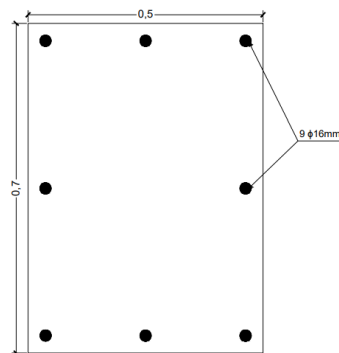
Carga axial y momentos flectores en columnas - Modelo I, OMRF



Para el diseño se propone un diámetro y distribución del refuerzo longitudinal, el cual se muestra en la figura 57.

Figura 57

Diseño inicial propuesto para columna OMRF - Modelo I, OMRF

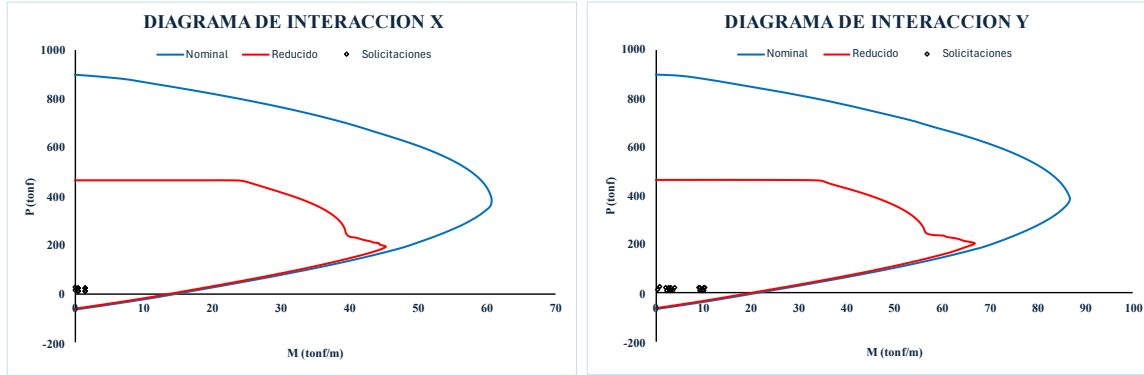


En el diseño propuesto se define con un área de acero de refuerzo longitudinal de 16.08cm^2 , que establece una cuantía de 0.0048.

En base a el diseño propuesto con anterioridad, se verifica mediante un diagrama de interacción si el acero longitudinal y distribución, y sección de la columna soporta las cargas y momentos actuantes.

Figura 58

Diagrama de interacción de columna crítica - Modelo I, OMRF



Se observa en los diagramas de interacción, que las cargas y momentos actuantes se encuentran dentro de la región aceptable. Dando como resultado una buena resistencia a flexo-compresión.

4.2.2.3.2 Diseño por cortante de columnas

En base al procedimiento establecido en el capítulo 3, se muestra un resumen de los resultados obtenidos para la columna esquinera crítica de la edificación.

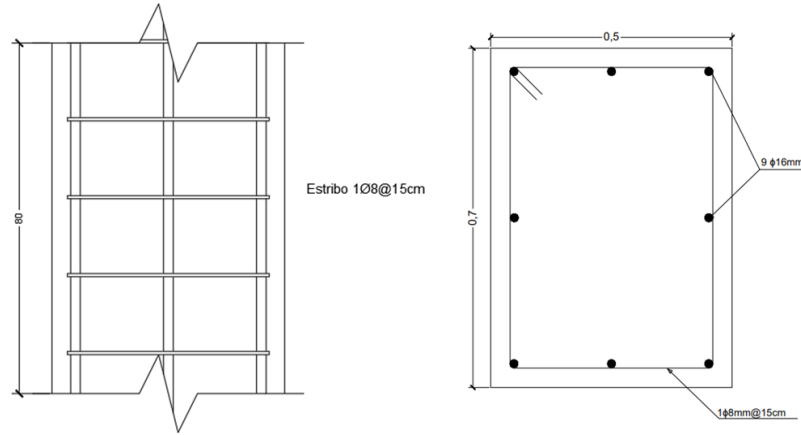
Tabla 34

Diseño por cortante de columna esquinera - Modelo I, OMRF

Dirección	V_u [ton]	\emptyset [mm]	Ramas	s [cm]	V_s [tonf]	V_c [tonf]	ϕV_n [tonf]	$V_u \leq \phi V_n$
X	1.218	8	2	15	18.494	11.634	22.596	Cumple
Y	4.918	8	2	15	26.938	11.989	29.195	Cumple

Figura 59

Vista longitudinal y transversal de la sección de columna usada en el sistema OMRF.



Nota: Distribución de estribos a lo largo de toda la columna (para todas las columnas).

4.2.3 Modelo II: Estructura SMRF

4.2.3.1 Cortante basal de diseño

Tabla 35

Parámetros para obtener el cortante basal - Modelo II, SMRF

Modelo	I	Sa	ϕ_P	ϕ_E	R	Cs	V [tonf]
II – SMRF	1	1.062	1	1	8	0.1328	139,56

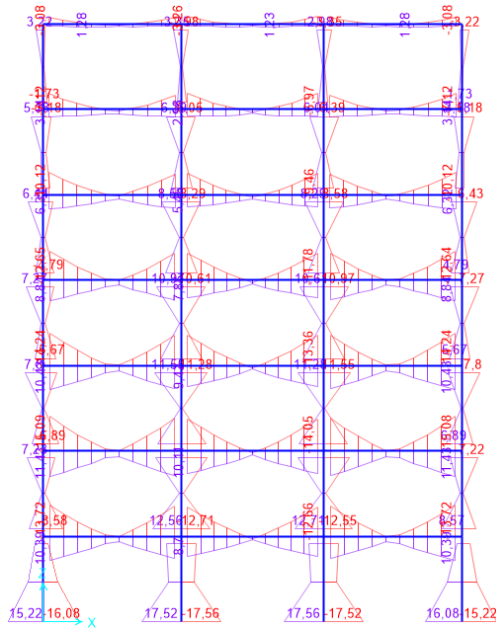
4.2.3.2 Diseño de vigas SMRF

4.2.3.2.1 Diseño a flexión de vigas

El acero requerido para cada viga está en función de los momentos flectores los cuales se obtienen de la aplicación de las cargas combinadas establecidas, las cuales incluyen las acciones sísmicas.

Figura 60

Envolvente de cargas para el eje de vigas críticas en la dirección X - Modelo II, SMRF



El acero longitudinal propuesto debe ser mayor al acero longitudinal requerido calculado, por lo que se propuso una configuración estructural que cumpla con lo mencionado con anterioridad, dichos resultados se resumen a continuación:

Tabla 36

Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en la dirección X - Modelo II, SMRF

Piso	As	Tramo A – B	Tramo B – C	Tramo C – D
7	-	3.39	3.39	3.39
	+	3.39	3.39	3.39
6	-	5.40	5.40	5.40
	+	4.62	4.62	4.62
5	-	7.16	6.82	6.82
	+	4.62	4.62	4.62
4	-	8.77	8.42	8.42
	+	4.62	4.62	4.62
3	-	9.64	9.17	9.17
	+	5.15	5.56	5.56
2	-	10.18	9.64	9.64
	+	6.03	6.03	6.03
1	-	9.17	9.17	9.17
	+	5.40	4.62	4.62

Nota: Área de aceros longitudinales del eje 3

Tabla 37

Acero longitudinal propuesto para vigas interiores en la dirección X - Modelo II, SMRF

Piso	As	Tramo A – B	Tramo B – C	Tramo C – D
7	-	3.39	3.39	3.39
	+	3.39	3.39	3.39
6	-	5.40	5.40	5.40
	+	4.62	4.62	4.62
5	-	7.16	6.82	6.82
	+	4.62	4.62	4.62
4	-	8.77	8.42	8.42
	+	4.62	4.62	4.62
3	-	9.64	9.17	9.17
	+	5.56	5.56	5.56
2	-	10.18	9.64	9.64
	+	6.03	6.03	6.03
1	-	9.17	8.77	8.77
	+	6.82	6.03	6.03

Nota: Área de aceros longitudinales del eje 2 y eje 4

Tabla 38

Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en la dirección X - Modelo II, SMRF

Piso	As	Tramo A – B	Tramo B – C	Tramo C – D
7	-	3.39	3.39	3.39
	+	3.39	3.39	3.39
6	-	4.62	4.62	4.62
	+	4.62	4.62	4.62
5	-	6.16	5.75	5.75
	+	4.62	4.62	4.62
4	-	8.04	7.57	7.57
	+	5.40	5.40	5.40
3	-	9.17	8.42	8.42
	+	6.03	6.22	6.22
2	-	10.18	9.17	9.17
	+	7.16	6.82	6.82
1	-	9.17	8.77	8.77
	+	6.82	6.03	6.03

Nota: Área de aceros longitudinales del eje 1 y eje 5

Tabla 39

Acero longitudinal propuesto para las vigas interiores en la dirección Y - Modelo II, SMRF

Piso	As	Tramo 1 – 2		Tramo 2 – 3		Tramo 3 – 4		Tramo 4 – 5	
7	-	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
	+	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
6	-	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
	+	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
5	-	5.75	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.75
	+	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21
4	-	7.16	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	7.16
	+	5.40	5.75	5.75	5.40	5.40	5.75	5.75	5.40
3	-	8.42	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	8.42
	+	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82
2	-	8.77	8.42	8.42	8.42	8.42	8.42	8.42	8.77
	+	7.57	7.57	7.57	6.82	6.82	7.57	7.57	7.57
1	-	8.42	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	8.42
	+	7.16	6.82	6.82	6.03	6.03	6.82	6.82	7.16

Nota: Área de aceros longitudinales del eje B y eje C

Tabla 40

Acero longitudinal propuesto para las vigas de borde en la dirección Y - Modelo II, SMRF

Piso	As	Tramo 1 – 2		Tramo 2 – 3		Tramo 3 – 4		Tramo 4 – 5	
7	-	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
	+	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
6	-	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
	+	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
5	-	5.75	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.75
	+	4.62	4.62	4.62	4.60	4.60	4.62	4.62	4.62
4	-	7.57	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82	7.57
	+	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
3	-	8.42	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	8.42
	+	7.57	7.16	7.16	7.16	7.16	7.16	7.16	7.57
2	-	9.17	8.42	8.42	8.42	8.42	8.42	8.42	9.17
	+	8.42	8.42	8.42	7.63	7.63	8.42	8.42	8.42
1	-	8.77	8.42	8.42	7.63	7.63	8.42	8.42	8.77
	+	8.04	7.57	7.57	6.82	6.82	7.57	7.57	8.04

Nota: Área de aceros longitudinales del eje A y eje D

4.2.3.2.2 Diseño por cortante de vigas

Conforme a la normativa, una vez determinado los diámetros del acero longitudinal de la viga se establece la separación del acero de refuerzo transversal en la zona de confinamiento o zona 2H.

Tabla 41

Separación del acero de refuerzo transversal de las vigas críticas en la dirección X - Modelo II,

SMRF

Piso	d/4 [cm]	6d_b [cm]	S_{propuesta} [cm]
7	9.85	7.2	7
6	11.1	8.4	8
5	11.1	7.2	7
4	11.1	6	6
3	11	6	6
2	11	6	6
1	11	6	6

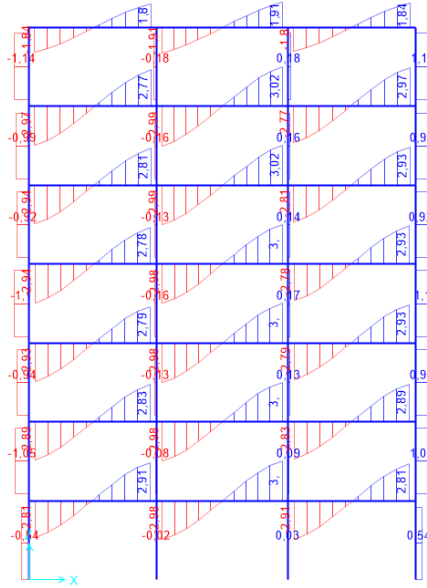
Nota: Separación de estribos las vigas del tramo A-B del eje 5

En base a la aplicación del procedimiento presentado en el capítulo 3, se obtiene el cortante hiperestático, el cual es generado por los momentos probables al momento de la formación de las rótulas plásticas en las zonas de confinamiento de la viga y adicionalmente el cortante proveniente de la aplicación de las cargas gravitacionales.

Figura 61

Fuerza cortante generada por las cargas gravitacionales en el eje crítico en la dirección X -

Modelo II, SMRF



Nota: Pórtico del Eje 5

La hipótesis de diseño sismorresistente indica que se desprecia la resistencia del concreto, $V_c = 0$, si el cortante hiperestático presenta la mitad o más del cortante de diseño calculado. Los resultados de este procedimiento se presentan a continuación:

Tabla 42

Resistencias a cortante en las vigas críticas en la dirección X - Modelo II, SMRF

Piso	V_{Hiper} [tonf]	V_{Isos} [tonf]	V_e [tonf]	$V_{\text{Hiper}} > 0.5V_e$
7	3.034	1.248	4.282	Cumple
6	4.642	2.975	7.617	Cumple
5	5.375	2.935	8.310	Cumple
4	6.689	2.936	9.624	Cumple
3	7.561	2.929	10.490	Cumple
2	8.297	2.886	11.183	Cumple
1	7.669	2.806	10.475	Cumple

Nota: Resistencias a cortante de vigas del tramo A-B del Eje 5

Se observa que la condición sismorresistente se cumple, por lo que a continuación se debe verificar que la resistencia nominal proporcionada por el acero de refuerzo transversal sea mayor que el cortante de diseño.

Tabla 43

Resistencia nominal del acero de refuerzo transversal en las vigas críticas en la dirección X -

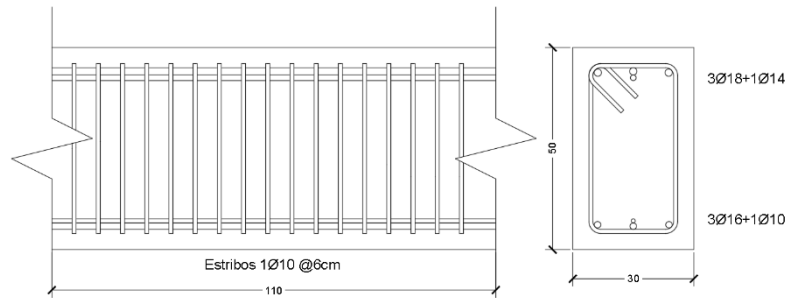
Modelo II, SMRF

Piso	V_e [tonf]	ϕV_n [ton]	$V_e < \phi V_n$
7	4.282	28.274	Cumple
6	7.617	27.832	Cumple
5	8.310	31.808	Cumple
4	9.624	37.110	Cumple
3	10.490	37.110	Cumple
2	11.183	37.110	Cumple
1	10.475	37.110	Cumple

Nota: Resistencia nominal de vigas del tramo A-B del eje 5

Figura 62

Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema SMRF



Nota: Sección perteneciente a la zona 2H de la viga del eje 1 del tramo A-B.

4.2.3.3 Diseño de columnas

Las columnas a lo largo de la altura se reducen 5 cm en su sección cada 4 pisos.

4.2.3.3.1 Criterio de columna fuerte – viga débil

Para garantizar la formación de rótulas plásticas en las vigas antes que, en las columnas, la relación de los momentos probables de las vigas y columnas debe ser mayor o igual a 1.2.

Se analiza la columna en donde las vigas que lleguen al nudo posean la mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal de toda la edificación.

En la tabla 33, se presentan los resultados del criterio de columna fuerte – viga débil en una columna.

Tabla 44

Verificación del criterio de columna fuerte – viga débil - Modelo II, SMRF

Dirección	ΣM_c [tonf-m]	ΣM_v [ton-m]	$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	$\Sigma M_c / \Sigma M_v \geq 1.2$
X	38.80	28.45	1.36	Cumple
Y	38.80	24.36	1.59	Cumple

Nota: Las vigas analizadas son las que llegan a la columna esquinera crítica

Conforme los resultados mostrados en las tablas, se verifica el cumplimiento del criterio de columna fuerte – viga débil.

4.2.3.3.2 Diseño por cortante de columnas

Conforme a la normativa, una vez establecido los diámetros del acero longitudinal de la columna se establece la separación del acero de refuerzo transversal.

Tabla 45

Separación del acero de refuerzo transversal en la zona de confinamiento de la columna crítica - Modelo II, SMRF

Piso	$6d_b$	10 cm	s [cm]
1-4	9.6	10	10
5-7	7.2	10	10

Al definir la separación del acero de refuerzo transversal, se define el área de acero que se requiere por confinamiento, siguiendo el procedimiento del capítulo 3, se obtiene lo siguiente:

Tabla 46

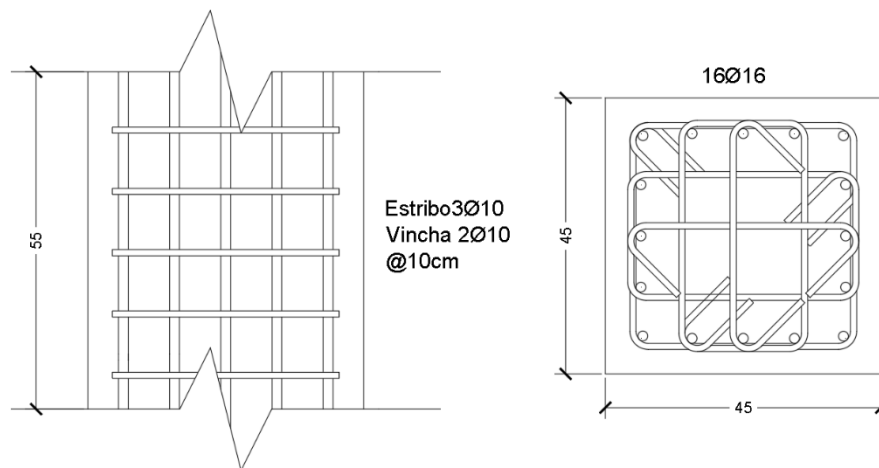
Acero de refuerzo transversal por confinamiento - Modelo II, SMRF

Piso	Dirección	Ash [cm ²]	Ash propuesto [cm ²]	Ramas	Ø [mm]
------	-----------	------------------------	----------------------------------	-------	--------

1-4	X	3.55	3.93	5	10
	Y	3.55	3.93	5	10
5-7	X	3.6	3.93	5	10
	Y	3.6	3.93	5	10

Figura 63

Vista transversal y longitudinal de la sección de columna usada en el sistema SMRF



Nota: Sección de la zona L_o de las columnas del piso 1 al piso 4.

4.2.4 Modelo II: Estructura OMRF

4.2.4.1 Cortante basal de diseño

En base a los parámetros establecidos en el capítulo 3, se obtiene los siguientes resultados para el cortante basal de diseño:

Tabla 47

Parámetros para obtener el cortante basal - Modelo II, OMRF

Modelo	I	Sa	ϕ_P	ϕ_E	R	Cs	V [tonf]
II – OMRF	1	1.062	1	1	3	0.354	468,85

4.2.4.2 Diseño de vigas

4.2.4.2.1 Diseño a flexión de vigas

El acero requerido para cada viga está en función de los momentos flectores los cuales se obtienen de la aplicación de las cargas combinadas establecidas, las cuales incluyen las acciones sísmicas.

Figura 64

Envolvente de cargas para vigas críticas en dirección X - Modelo II, OMRF

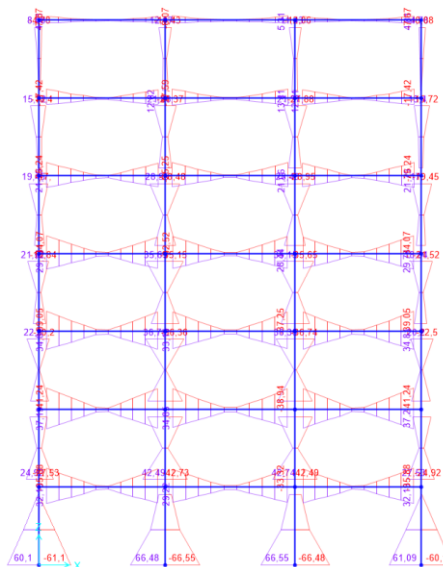
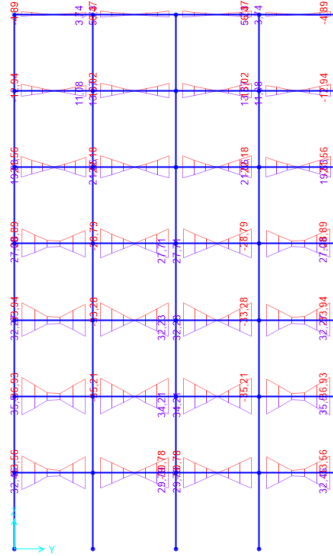


Figura 65

Envolvente de cargas para vigas críticas en la dirección Y - Modelo II, OMRF



El acero longitudinal propuesto debe ser mayor al acero longitudinal requerido calculado, por lo que se propuso una configuración estructural que cumpla con lo mencionado con anterioridad, dichos resultados se resumen a continuación:

Tabla 48

Acero longitudinal propuesto para vigas centrales en la dirección X - Modelo II, OMRF

Piso	As	Tramo A - B	Tramo B - C	Tramo C - D
7	-	4.62	6.16	6.16
	+	4.52	4.52	4.52
6	-	9.42	9.42	9.42
	+	6.03	6.03	6.03
5	-	15.21	15.21	15.21
	+	10.18	10.18	10.18
4	-	19.01	19.01	19.01
	+	15.71	15.71	15.71
3	-	22.81	19.01	19.01
	+	19.01	19.01	19.01
2	-	22.81	22.81	22.81
	+	19.01	19.01	19.01
1	-	19.01	19.01	19.01
	+	15.21	15.21	15.21

Tabla 49

Acero longitudinal propuesto para vigas interiores en la dirección X - Modelo II, OMRF

Piso	As	Tramo A – B		Tramo B – C		Tramo C – D	
7	-	4.62	6.16	6.16	6.16	6.16	4.62
	+	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
6	-	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
	+	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
5	-	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21
	+	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
4	-	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
	+	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71
3	-	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81
	+	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
2	-	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81
	+	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
1	-	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63
	+	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71

Tabla 50

Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en la dirección X - Modelo II, OMRF

Piso	As	Tramo A – B		Tramo B – C		Tramo C – D	
7	-	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
	+	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
6	-	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
	+	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
5	-	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21
	+	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
4	-	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
	+	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71
3	-	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81
	+	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
2	-	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81
	+	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63
1	-	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63
	+	18.85	18.85	18.85	18.85	18.85	18.85

Tabla 51

Acero longitudinal propuesto para vigas interiores en la dirección Y - Modelo II, OMRF

Piso	As	Tramo 1 – 2		Tramo 2 – 3		Tramo 3 – 4		Tramo 4 – 5	
7	-	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
	+	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
6	-	7.63	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	7.63
	+	6.03	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	6.03
5	-	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57
	+	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
4	-	18.85	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	18.85
	+	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21	15.21
3	-	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
	+	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
2	-	24.54	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	24.54
	+	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63
1	-	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
	+	18.85	18.85	18.85	15.71	15.71	18.85	18.85	18.85

Tabla 52

Acero longitudinal propuesto para vigas de borde en la dirección Y - Modelo II, OMRF

Piso	As	Tramo 1 – 2		Tramo 2 – 3		Tramo 3 – 4		Tramo 4 – 5	
7	-	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
	+	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
6	-	7.63	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	7.63
	+	6.03	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	6.03
5	-	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57
	+	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57
4	-	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01
	+	15.71	18.85	18.85	18.85	18.85	18.85	18.85	15.71
3	-	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81
	+	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63	19.63
2	-	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81
	+	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81	22.81
1	-	22.81	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	22.81
	+	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01

4.2.4.2.2 Diseño por cortante de vigas

En base al procedimiento establecido en el capítulo 3, se muestra un resumen de los resultados obtenidos para las vigas críticas de la edificación.

Tabla 53

Diseño por cortante de vigas críticas en la dirección X - Modelo II, OMRF

Piso	V_u [tonf]	\varnothing [mm]	s [cm]	V_s [tonf]	V_c [tonf]	ϕV_n [tonf]	$V_u \leq \phi V_n$
7	4.91	8	20	10.471	13,196	17.751	Cumple
6	10.09	8	25	9.171	16,854	19.519	Cumple
5	14.086	8	25	9.137	16,792	19.447	Cumple
4	17.879	8	25	9.154	16,823	19.483	Cumple
3	20.23	8	20	11.421	16,792	21.160	Cumple
2	21.239	8	15	15.186	16,746	21.102	Cumple
1	18.719	8	25	9.154	16,823	19.483	Cumple

Nota: Vigas del tramo A-B del eje 5

4.2.4.2.3 Revisión por torsión

Se realiza la verificación por torsión para comprobar que las vigas no fallan por torsión conforme al procedimiento establecido en el capítulo 3.

Tabla 54

Verificación de la torsión de las vigas críticas en la dirección X - Modelo II, OMRF

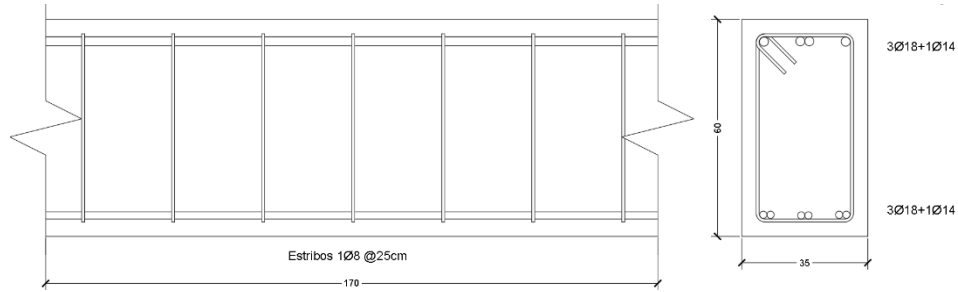
Piso	T_u [tonf-m]	T_{ht} [tonf-m]	$T_u < T_{ht}$
7	0.058	0.542	Cumple
6	0.133	0.786	Cumple
5	0.204	0.786	Cumple
4	0.255	0.786	Cumple
3	0.288	0.786	Cumple
2	0.306	0.786	Cumple
1	0.275	0.786	Cumple

Nota: Vigas del tramo A-B del eje 5

Se observa que el umbral de torsión T_{ht} es igual en todos los pisos, esto debido a que se tiene la misma dimensión de las secciones en cada uno de ellos, además se visualiza que la torsión última es menor al umbral de torsión, por lo que, en consecuencia, no se requiere de un diseño por torsión y esta es despreciable.

Figura 66

Vista longitudinal y transversal de una sección de viga de borde usada en el sistema OMRF



Nota: Distribución de estribos a lo largo de la viga del eje 1 del tramo A-B.

4.2.4.3 Diseño de columnas

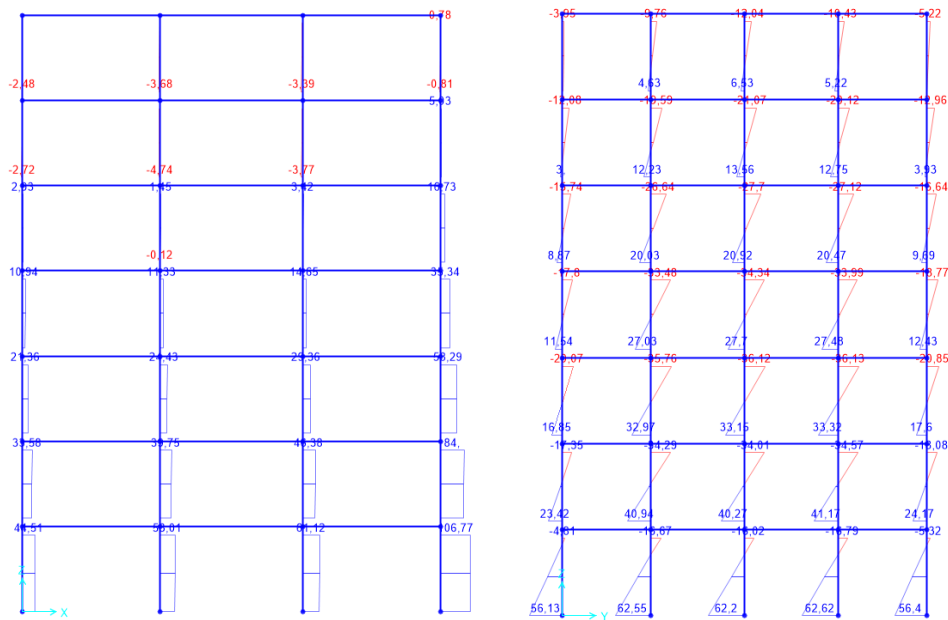
Las columnas a lo largo de la altura se reducen 5 cm en su sección cada 4 pisos.

4.2.4.3.1 Diseño a flexo-compresión de columnas

Conforme a lo establecido en el capítulo 3, se diseña la columna crítica del piso 1. Las cargas y momentos actuantes se muestran a continuación:

Figura 67

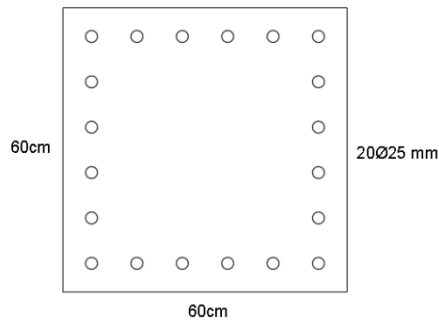
Carga axial y momentos flectores en columnas - Modelo II, OMRF



Para el diseño se propone un diámetro y distribución del refuerzo longitudinal, el cual se muestra en la figura x.

Figura 68

Sección del refuerzo longitudinal propuesto de la columna crítica - Modelo II, OMRF

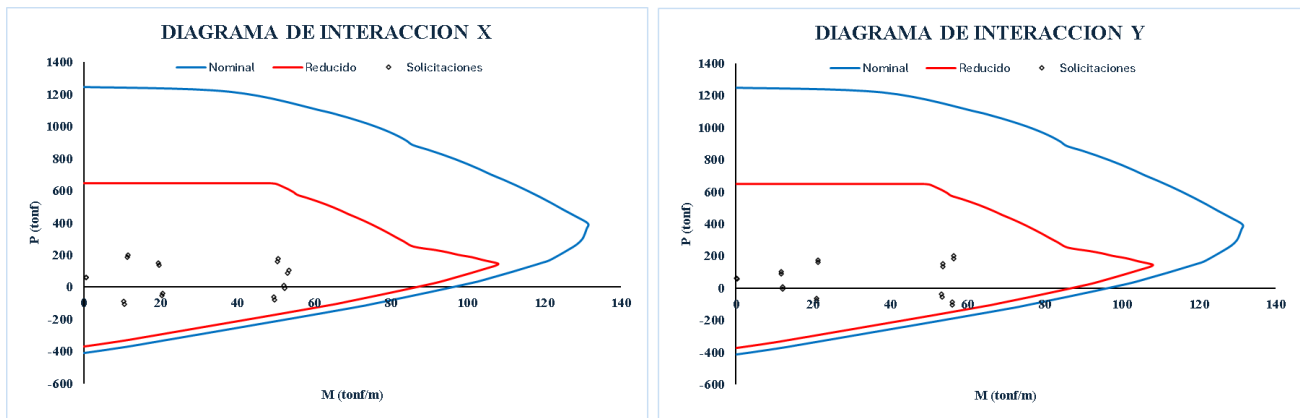


En el diseño propuesto se define con un área de acero de refuerzo longitudinal de 98,17 cm², que establece una cuantía de 0.027.

En base a el diseño propuesto con anterioridad, se verifica mediante un diagrama de interacción si el acero longitudinal y distribución, y sección de la columna soporta las cargas y momentos actuantes.

Figura 69

Diagrama de interacción de columna crítica - Modelo II, OMRF



Se observa en los diagramas de interacción, que las cargas y momentos actuantes se encuentran dentro de la región aceptable. Dando como resultado una buena resistencia a flexo-compresión.

4.2.4.3.2 Diseño por cortante de columnas

En base al procedimiento establecido en el capítulo 3, se muestra un resumen de los resultados obtenidos para la columna esquinera crítica de la edificación.

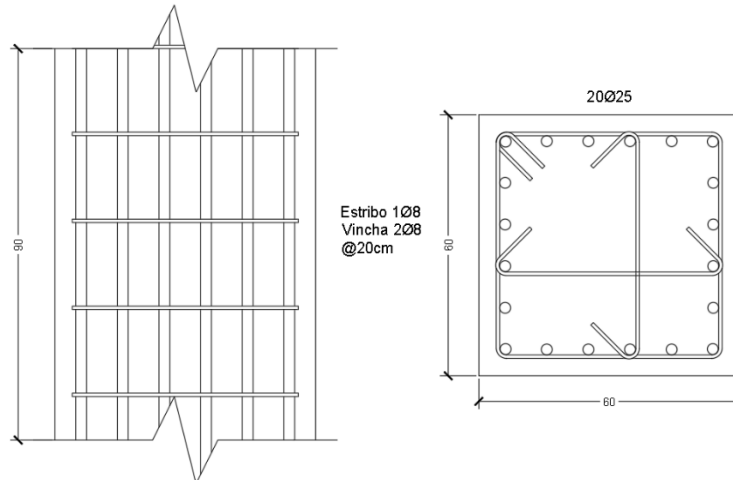
Tabla 55

Diseño por cortante de columna critica - Modelo II, OMRF

Dirección	V_u [ton]	\emptyset [mm]	Ramas	s [cm]	V_s [tonf]	V_c [tonf]	ϕV_n [tonf]	$V_u \leq \phi V_n$
X	3.524	8	3	20	17.084	13.022	22.580	Cumple
Y	22.57	8	3	20	17.084	13.022	22.580	Cumple

Figura 70

Vista transversal y longitudinal de la sección de columna usada en el sistema SMRF



Nota: Distribución de estribos a lo largo de la columna esquinera del piso 1.

4.3 MODELAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS CONFORME A ACI

369.1-22

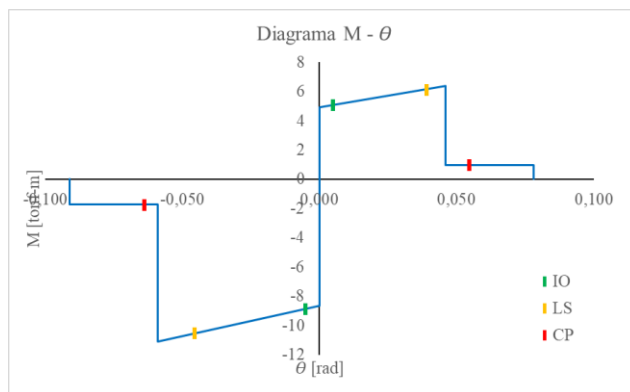
4.3.1 Modelamiento de rótulas plásticas en vigas

Aplicando las ecuaciones del capítulo 3, las rótulas plásticas representativas para vigas SMRF y vigas OMRF se presentan a continuación:

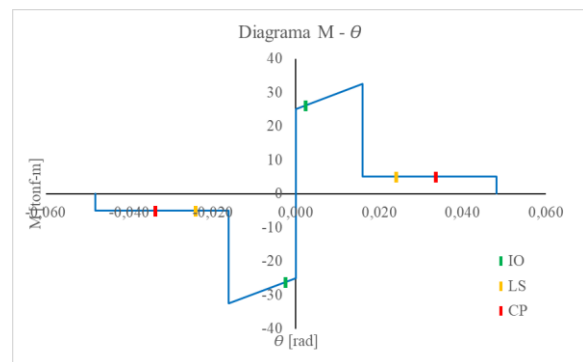
4.3.1.1 Rótulas plásticas del modelo I

Figura 71

Rótulas plásticas en vigas del modelo I



a) Viga SMRF en la dirección X

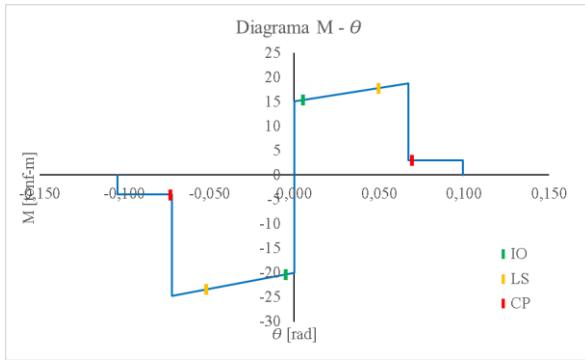


b) Viga OMRF en la dirección X

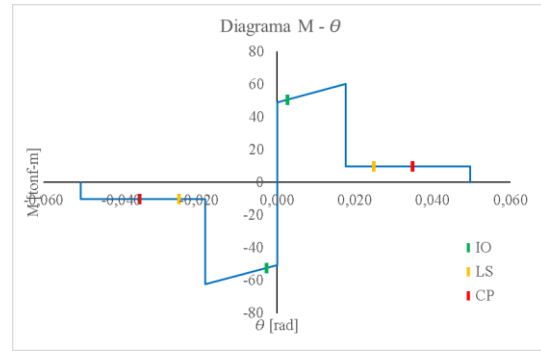
4.3.1.2 Rótulas plásticas del modelo II

Figura 72

Rótulas plásticas en vigas del modelo II



a) Viga SMRF en la dirección X



b) Viga OMRF en la dirección X

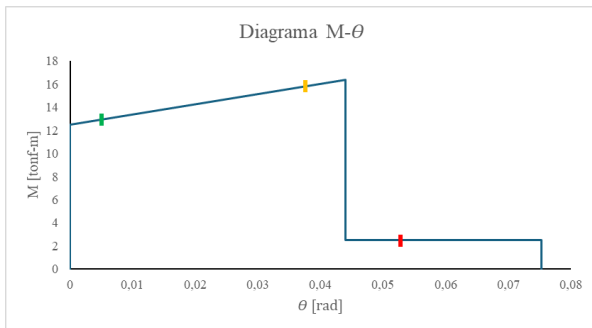
4.3.2 Modelamiento de rótulas plásticas en columnas

Aplicando las ecuaciones del capítulo 3, las rótulas plásticas representativas para columnas SMRF y columnas OMRF se presentan a continuación:

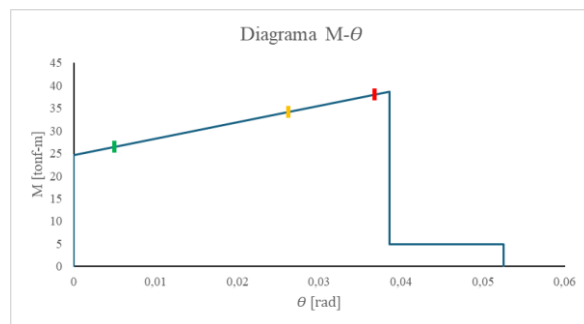
4.3.2.1 Rótulas plásticas del modelo I

Figura 73

Rótulas plásticas en columnas del modelo I



a) Columna SMRF en la dirección X

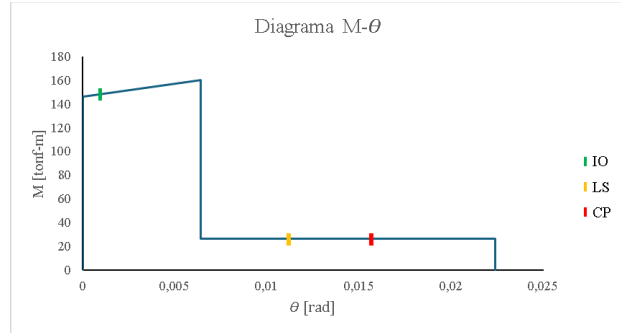
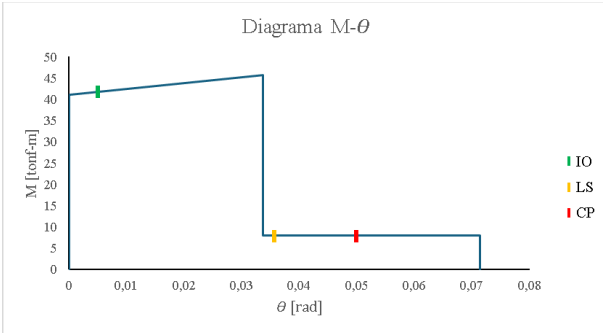


b) Columna OMRF en la dirección X

4.3.2.2 Rótulas plásticas del modelo II

Figura 74

Rótula plástica en columnas del modelo II



a) Columna SMRF en la dirección X

b) Columna OMRF en la dirección X

4.4 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEALES PARA LOS MODELOS EN ESTUDIO

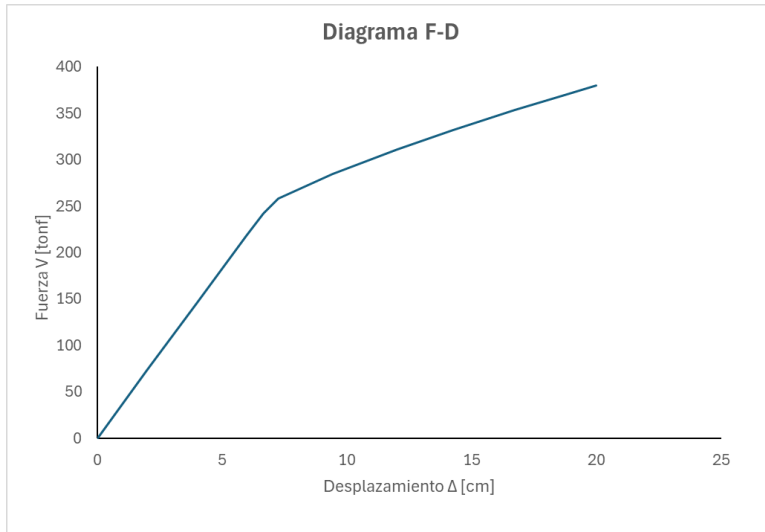
4.4.1 Curva de capacidad del modelo I

4.4.1.1 Estructura SMRF

Para la estructura SMRF, en la dirección X se tiene un desplazamiento máximo de 20cm y un desplazamiento de fluencia de 6.87cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 2.91. En la dirección X, el cortante máximo es de 379 Ton y el cortante de diseño es 31.73 Ton, lo que nos da un valor de sobrerresistencia de 11.94.

Figura 75

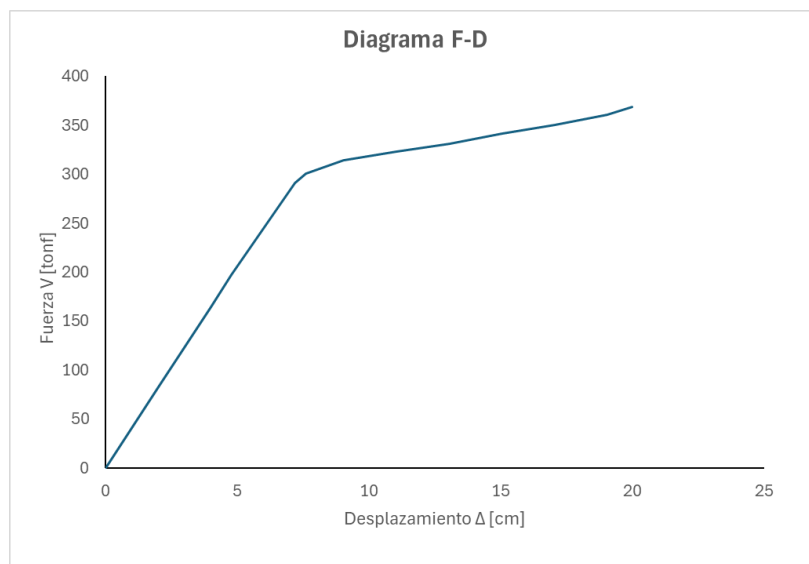
Curva de capacidad X del Modelo I-SMRF



Para la estructura SMRF, en la dirección Y se tiene un desplazamiento máximo de 20cm y un desplazamiento de fluencia de 7.3cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 2.74. En la dirección X, el cortante máximo es de 368 Ton y el cortante de diseño es de 31.73 Ton, lo que nos da un valor de sobrerresistencia de 11.59.

Figura 76

Curva de capacidad Y del Modelo I-SMRF

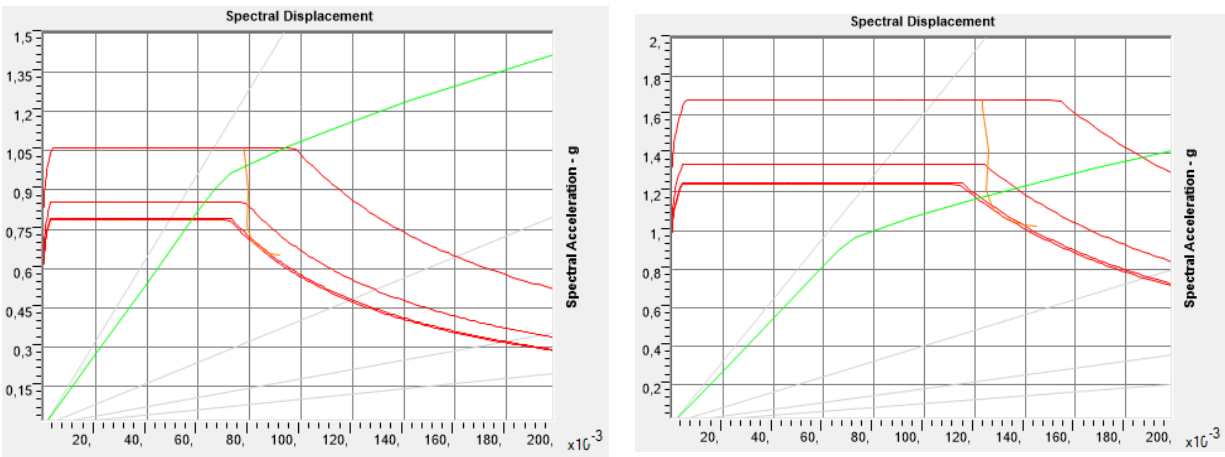


4.4.1.1.1 Desempeño Estructural del Modelo I -SMRF

Se observa una demanda de ductilidad de 1.16 para el sismo de diseño y 1.76 para el sismo máximo considerado en la dirección X.

Figura 77

Desempeño estructural del modelo I -SMRF en la dirección X



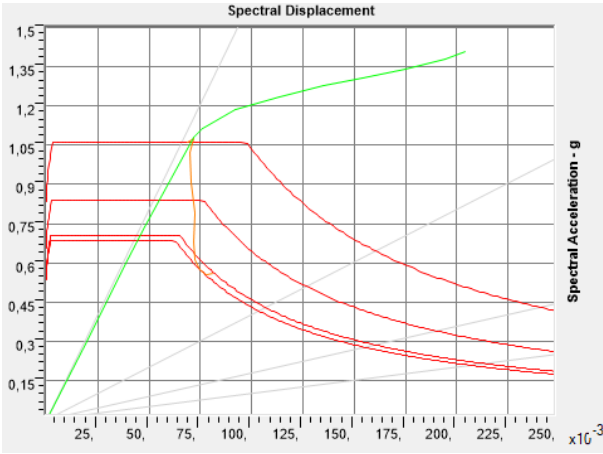
a) Sismo de diseño

b) Sismo máximo considerado en la dirección X

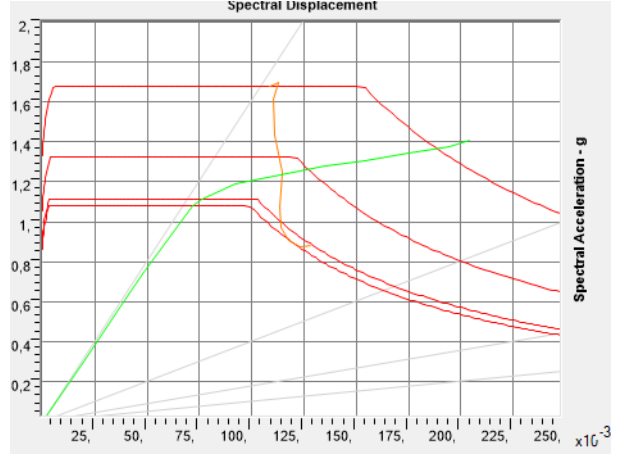
Se observa una demanda de ductilidad de 1.49 para el sismo de diseño y 1.60 para el sismo máximo considerado en la dirección Y.

Figura 78

Desempeño estructural del modelo I -SMRF en la dirección Y



a) Sismo de diseño



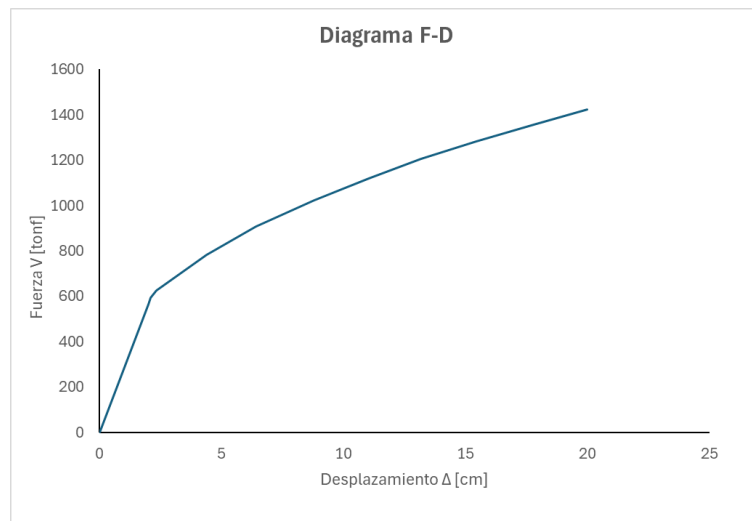
b) Sismo máximo considerado en la dirección Y

4.4.1.2 Estructura OMRF

Para la estructura OMRF, en la dirección X se tiene un desplazamiento máximo de 19.99cm y un desplazamiento de fluencia de 2.1 cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 9.52. En la dirección X, el cortante máximo es de 1422 Ton y el cortante de diseño es de 156.53 Ton, lo que nos da un valor de sobrerresistencia de 9.08

Figura 79

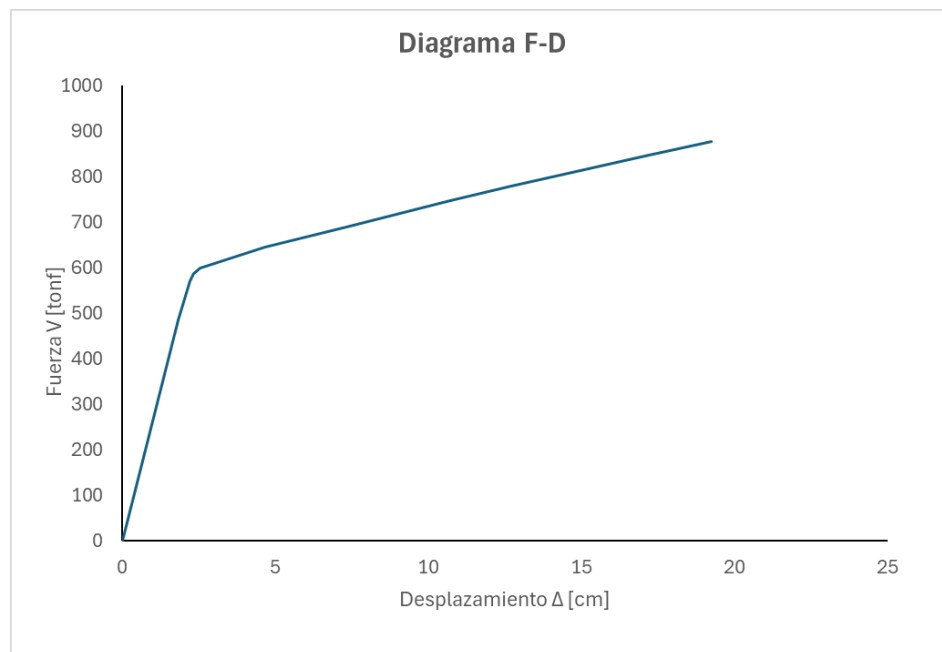
Curva de capacidad X del Modelo I-OMRF



Para la estructura OMRF, en la dirección Y se tiene un desplazamiento máximo de 19.99cm y un desplazamiento de fluencia de 2.26cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 8.89. En la dirección X, el cortante máximo es de 888 Ton y el cortante de diseño es de 156.53 Ton, lo que nos da un valor de sobrerresistencia de 5.67.

Figura 80

Curva de capacidad Y del Modelo I-OMRF

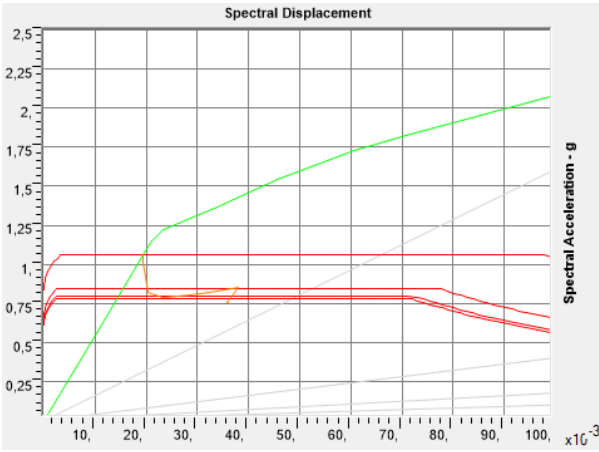


4.4.1.2.1 Desempeño Estructural del Modelo I - OMRF

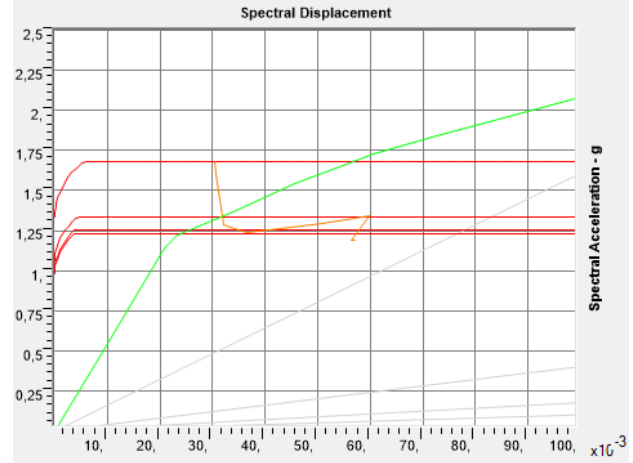
Se observa una demanda de ductilidad de 1 para el sismo de diseño y 1.47 para el sismo máximo considerado en la dirección X.

Figura 81

Desempeño estructural del modelo I -OMRF en la dirección X



a) Sismo de diseño

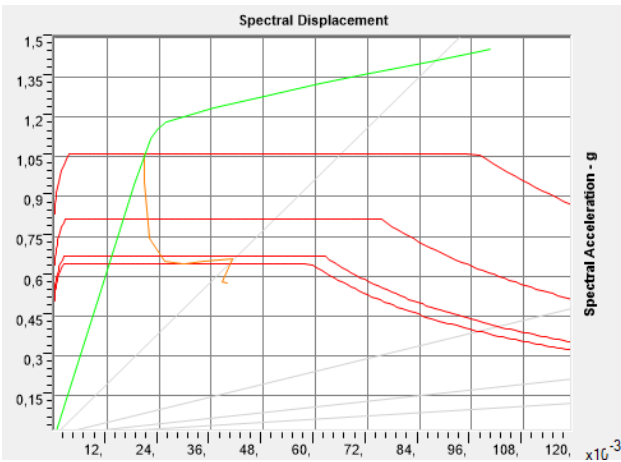


b) Sismo máximo considerado en la dirección X

Se observa una demanda de ductilidad de 1.13 para el sismo de diseño y 1.61 para el sismo máximo considerado en la dirección Y.

Figura 82

Desempeño estructural del modelo I -OMRF en la dirección Y



a) Sismo de diseño



b) Sismo máximo considerado en la dirección Y

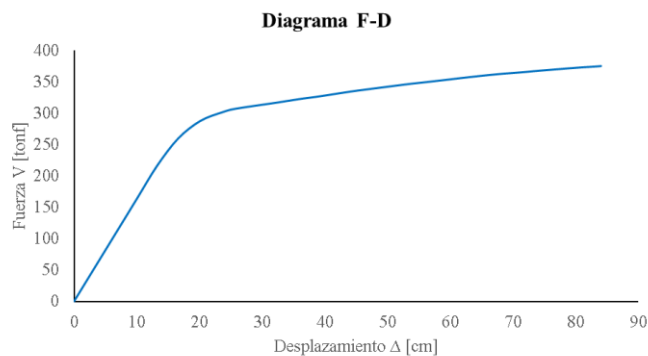
4.4.2 Curva de capacidad del modelo II

4.4.2.1 Estructura SMRF

Para la estructura SMRF, en la dirección X se tiene un desplazamiento ultimo de 83.99 cm y un desplazamiento de fluencia de 17.10 cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 4.91. La fuerza cortante de diseño en la dirección X es de 139.56 tonf y el cortante máximo es de 375.63 tonf , el valor de la sobrerresistencia es de 2.69.

Figura 83

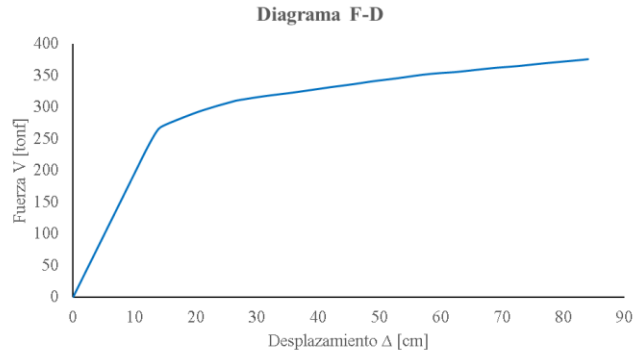
Curva de capacidad X del Modelo II-SMRF



En la dirección Y se tiene un desplazamiento ultimo de 84 cm y un desplazamiento de fluencia de 14.12 cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 5.95. La fuerza cortante de diseño en la dirección Y es de 139.56 tonf y el cortante máximo es de 375.28 tonf, por lo que se obtiene una sobrerresistencia de 2.69.

Figura 84

Curva de capacidad Y del Modelo II-SMRF

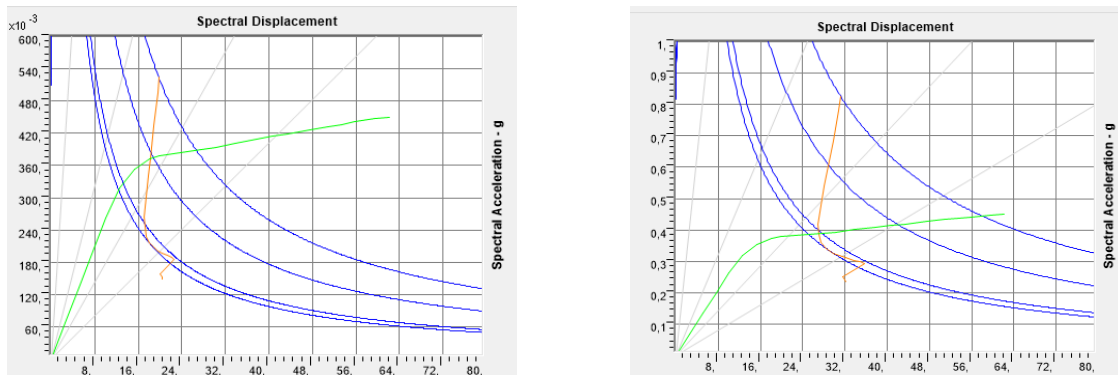


4.4.2.1.1 Desempeño estructural del Modelo II - SMRF

Se observa una demanda de ductilidad de 1.53 para el sismo de diseño y una demanda de ductilidad de 2.06 para el sismo máximo considerado en la dirección X.

Figura 85

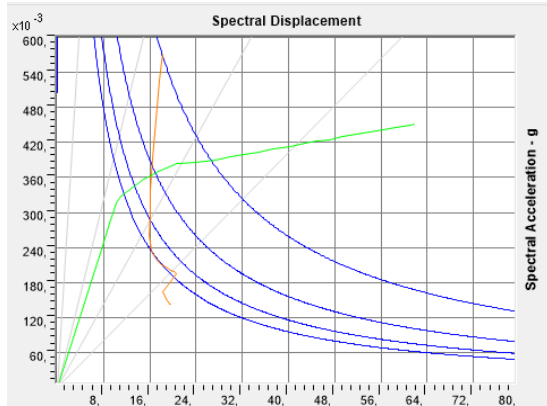
Desempeño estructural del modelo II -SMRF en la dirección X



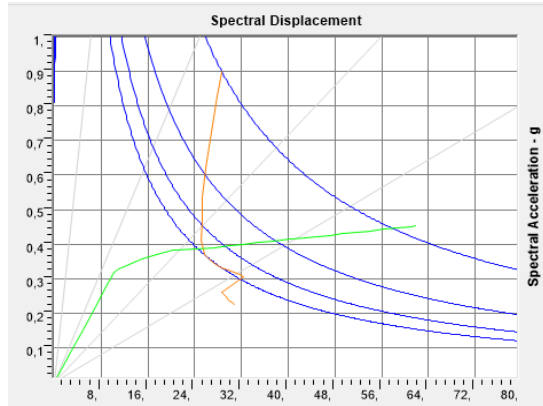
Se observa una demanda de ductilidad de 1.58 para el sismo de diseño y 2.31 para el sismo máximo considerado en la dirección Y.

Figura 86

Desempeño estructural del modelo II -SMRF en la dirección Y



a) Sismo de diseño



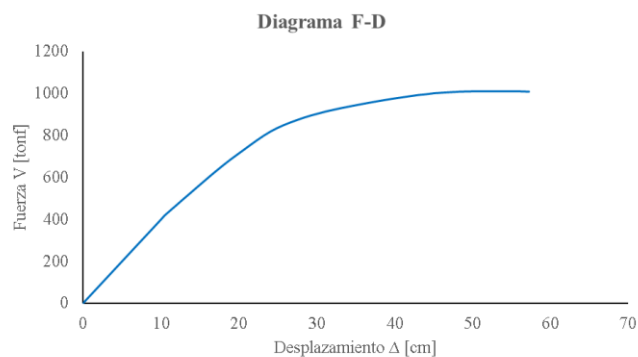
b) Sismo máximo considerado

4.4.2.2 Estructura OMRF

Para la estructura OMRF, en la dirección X se tiene un desplazamiento ultimo de 57.27 cm y un desplazamiento de fluencia de 11.35 cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 5.05. La sobrerresistencia de fluencia en la dirección X es de 445.42 tonf y el cortante máximo 1007.62 tonf, por lo que la sobrerresistencia es de 2.26.

Figura 87

Curva de capacidad X del Modelo II-OMRF

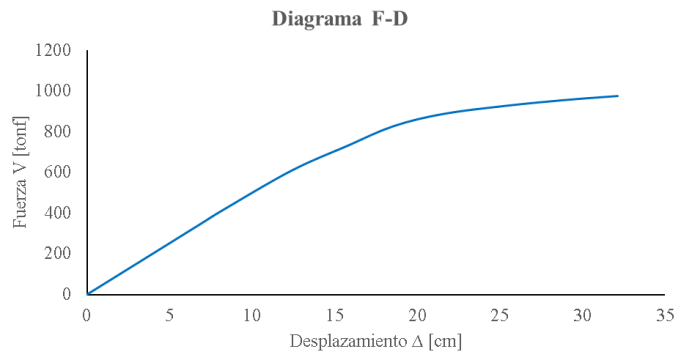


En la dirección Y se tiene un desplazamiento ultimo de 32.14 cm y un desplazamiento de fluencia de 11 cm, por lo que se obtiene un factor de ductilidad de 2.92. La sobrerresistencia en la

dirección Y es de 545.67 tonf y el cortante máximo 973.83 tonf, por lo que se obtiene una sobrerresistencia de 1.78.

Figura 88

Curva de capacidad Y del Modelo II-OMRF

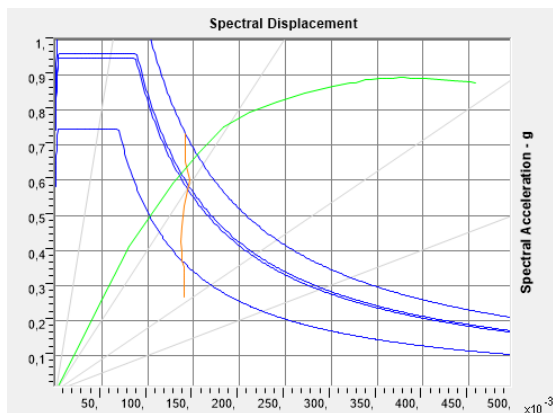


4.4.2.2.1 Desempeño estructural del Modelo II-OMRF

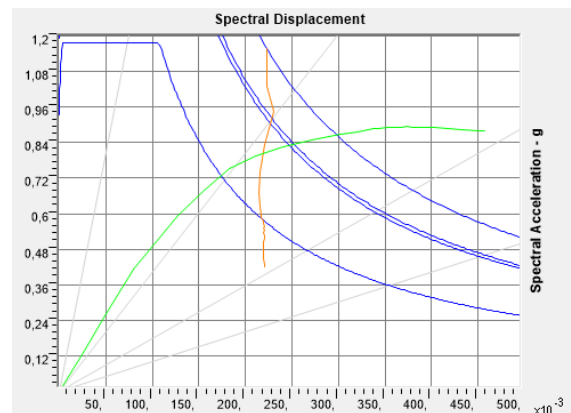
Se observa una demanda de ductilidad de 1.73 para el sismo de diseño y 2.04 para el sismo máximo considerado en la dirección X.

Figura 89

Desempeño estructural del modelo II -OMRF en la dirección X



a) Sismo de diseño

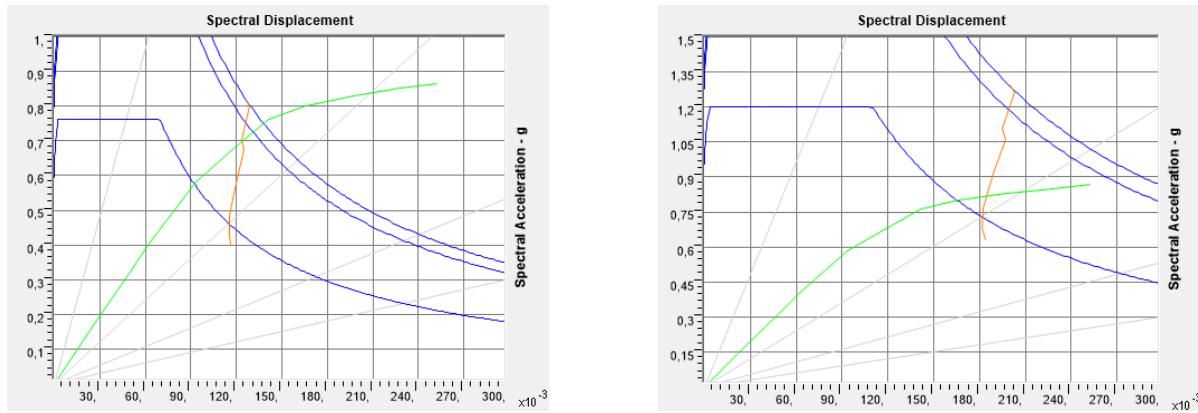


b) Sismo máximo considerado

Se observa una demanda de ductilidad de 1.55 para el sismo de diseño y 1.85 para el sismo máximo considerado en la dirección Y.

Figura 90

Desempeño estructural del modelo II -OMRF en la dirección Y



a) Sismo de diseño

b) Sismo máximo considerado

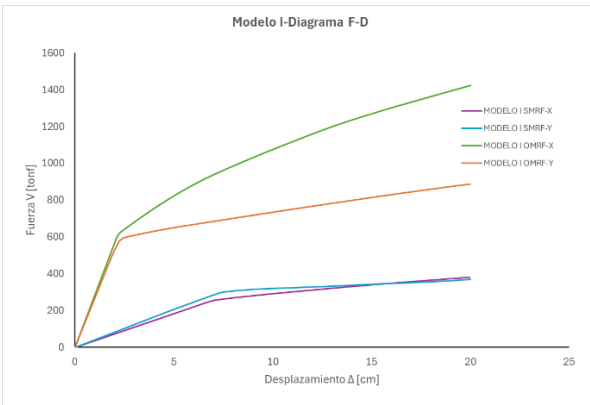
4.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS DE LOS MODELOS EN ESTUDIO (O. E. 4)

4.5.1 Curva de capacidad de las estructuras

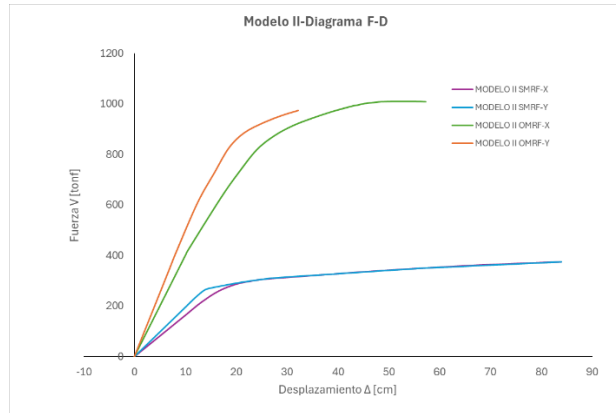
Se logra apreciar en los gráficos de curva de desplazamiento de cada caso de estudio, si se comparan los sistemas SMRF y OMRF de cada modelo podemos ver como inciden directamente en el desempeño de la estructura, reflejándolo en la ductilidad de esta.

Figura 91

Curva de capacidad de los todos los casos de estudio



(a) Modelo I



(b) Modelo II

Como se puede observar del gráfico 91, el sistema OMRF es significativamente más resistente, lo cual indica una rigidez inicial mucho mayor en sus primeras etapas de respuesta, sin embargo, es menos dúctil como era de esperarse, dado que en este sistema se busca que por medio de resistencia la estructura soporte eventos sísmicos, y no a través de deformaciones como es el caso del sistema SMRF. Otro punto para destacar es el factor de sobrerresistencia, el cual se puede interpretar que el sistema OMRF es diseñado para soportar mayores fuerzas a costa de menor ductilidad.

Del gráfico 91a perteneciente al modelo I, y como se indica en la sección 4.3.3.1 y 4.3.3.2, el factor de ductilidad en el sistema OMRF es alta, pero hay que tener cuidado con interpretar este resultado, puesto que este valor no indica la ductilidad de la estructura como tal (ya que debido al detallamiento de acero, las cuantías son pequeñas y nos lleva a un sistema poco dúctil), sino que esto nos quiere decir la gran resistencia con la que cuenta el sistema OMRF debido a las dimensiones de sus elementos estructurales, haciendo que las mismas no experimente un cambio abrupto en su resistencia.

Del grafico 91b perteneciente el modelo II podemos llegar a un análisis similar, sin embargo, aquí podemos ver como índice directamente el número de pisos en el sistema OMRF, puesto que, a pesar de tener mayor resistencia, esta no llega a compensar la falta de ductilidad, caso contrario a lo que ocurre en modelo I de 1 piso, en donde la sobrerresistencia proporcionada por el aumento de las secciones en los elementos estructurales si es suficiente para llegar a suplir la falta de ductilidad.

4.6 DISCUSION DE RESULTADOS

El análisis de los modelos estructurales en estudio, en función del sistema estructural utilizado para el diseño y evaluación sísmica, permite conocer la demanda y capacidad de resistir eventos sísmicos, determinando su ductilidad global de cada uno de ellos.

El comportamiento de los sistemas OMRF y SMRF a partir de las curvas de capacidad se observan diferencias importantes en cuanto al comportamiento sísmico. El sistema OMRF muestra una resistencia superior en comparación con el sistema SMRF, lo que refleja el diseño orientado a maximizar la resistencia, sin priorizar la ductilidad. Sin embargo, el sistema SMRF, aunque con menor resistencia, destaca por su capacidad de deformarse lo que se traduce en una mayor capacidad de disipación de energía a través de deformaciones.

A partir de los antecedentes de Khobragade & Gajbhiye (2020); Rai & Paliwal (2017) y Ghugal & Mapari (2018), se concluye que los sistemas OMRF, aunque más resistentes y rígidos, presentan una ductilidad limitada en comparación con los SMRF. Este patrón coincide con los

resultados del gráfico 91, donde se observa que el sistema OMRF tiene mayor rigidez inicial pero menor capacidad de deformación inelástica. Esto refleja su diseño enfocado en soportar fuerzas sísmicas mediante resistencia más que deformaciones. Sin embargo, la sobrerresistencia encontrada en los OMRF indica una capacidad adicional de carga antes de fallar, lo que concuerda con la observación de Gustafson (2023) sobre la capacidad de disipación de energía sin degradación abrupta en este sistema. Los resultados sugieren que la mayor rigidez y resistencia inicial en los OMRF pueden ser útiles en zonas de sismicidad moderada, pero su falta de ductilidad los hace menos adecuados para áreas de alta sismicidad, donde los SMRF son preferibles debido a su capacidad para disipar energía, especialmente en edificaciones de grandes alturas.

El diseño de los elementos estructurales mostró que las secciones de vigas y columnas en los OMRF son significativamente mayores que en los SMRF, donde se obtuvo, para el modelo I (estructura de 1 piso), un incremento promedio de sección de vigas del 148.99% y un incremento del 159.26% para columnas, mientras que para el modelo II (estructura de 7 pisos), se obtuvo un incremento promedio en las sección de vigas de 50.26% y 82.77% para columnas, como también lo describen Khobragade & Gajbhiye (2020) y Rai & Paliwal (2017). Esto se debe a la necesidad de aumentar la resistencia en los OMRF, lo cual se refleja en el gráfico 91a, donde la sobrerresistencia del sistema está directamente relacionada con el tamaño de los elementos estructurales. Sin embargo, el detallamiento y mayor área de refuerzo en los SMRF, aunque elevado, permite un mejor comportamiento sísmico general, especialmente en zonas de alta sismicidad, como lo señalan Ghugal & Mapari (2018) y González (2018). Los resultados locales muestran que, aunque los OMRF pueden ser adecuados para edificaciones de pocos pisos debido

a su sobrerresistencia, esta ventaja disminuye en edificaciones más altas, como se aprecia en el gráfico 91b. Esto evidencia que el diseño eficiente de los elementos estructurales debe considerar no solo la resistencia inicial, sino también las demandas de ductilidad y comportamiento global en función del número de pisos y ubicación sísmica.

El uso del análisis Pushover, siguiendo las recomendaciones de ASCE 41-23, permitió caracterizar la respuesta inelástica de los sistemas OMRF y SMRF. Según Cinitha et al. (2012) y Gustafson (2023), la inclusión de rótulas plásticas y su correcta longitud tiene un impacto significativo en las curvas de capacidad. Esto se valida en los modelos locales, donde los sistemas OMRF presentan una ductilidad que no refleja un buen desempeño sísmico global, sino más bien una alta resistencia. El análisis muestra que los OMRF tienen un desempeño aceptable en estructuras de un piso, pero pierden competitividad en edificaciones de múltiples pisos debido a su incapacidad para compensar la falta de ductilidad con un incremento proporcional de resistencia. En contraste, los SMRF, como destacan Ghugal & Mapari (2018) y Rajeev et al. (2019), tienen un mejor desempeño en el rango inelástico gracias a su detallamiento superior, que maximiza la capacidad de disipación de energía. Estos hallazgos refuerzan la necesidad de ajustar las metodologías de diseño y análisis para los sistemas OMRF en zonas de alta sismicidad, incorporando disposiciones que permitan mejorar su ductilidad sin sacrificar resistencia.

El análisis comparativo entre los sistemas OMRF y SMRF frente a las disposiciones de la NEC-SE-DS-15 y ASCE 41-23 evidencia diferencias significativas. Los resultados del gráfico 86 muestran que los OMRF, aunque más resistentes, no cumplen con los requerimientos de

ductilidad necesarios en zonas de alta sismicidad, como también lo señalan Rajeev et al. (2019). En términos normativos, se recomienda incluir en la NEC disposiciones adicionales para mejorar el desempeño de los OMRF, como requisitos de detallamiento más estrictos que permitan incrementar su capacidad de deformación. Asimismo, para los SMRF, es crucial adoptar criterios que optimicen el diseño económico sin comprometer la seguridad estructural, alineándose con los resultados de González (2018). Finalmente, se recomienda incorporar análisis no lineales más robustos para ambos sistemas, como el Pushover, dado su potencial para identificar vulnerabilidades específicas y proponer mejoras dirigidas en las metodologías de diseño.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

En base al diseño realizado conforme a la filosofía de diseño que proporciona la normativa ecuatoriana de la construcción de los modelos estructurales estudiados, y su respectiva evaluación no lineal, y la obtención de la ductilidad y la sobrerresistencia como resultados de todo el proceso de evaluación, se verifica el cumplimiento del objetivo general y de los objetivos específicos.

Las estructuras diseñadas con sistemas de pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMRF) son capaces de cumplir la filosofía de diseño sismorresistente estipulada por la NEC-15, esto es debido a que las normas de evaluación no lineal al corte, como ACI 369.1-22, permiten que los elementos estructurales como vigas y columnas posean una mayor deformación, este planteamiento se basa en pruebas experimentales y la calibración de datos, con respecto a las normas de versiones anteriores cuya base son juicios ingenieriles y el conservadurismo en la experimentación, por lo que permite que estructuras que anteriormente eran consideradas frágiles por las fallas súbitas y su posterior colapso, en este estudio se demuestra que son capaces de resistir eventos sísmicos, donde el hormigón es quien otorga la mayor cantidad de resistencia para soportar los esfuerzos generados por el sismo.

En el modelo I de un piso diseñado como un sistema SMRF se obtuvo una mayor cantidad de acero longitudinal y transversal, a diferencia del sistema OMRF que se obtuvo una menor cantidad de acero longitudinal y transversal, debido a que esta estructura, su diseño está controlada

por cargas gravitacionales, y sus elementos estructurales al ser considerablemente de un gran tamaño son las que poseen la mayor capacidad de resistir las fuerzas, por lo que solo es necesario una mínima cantidad de acero de refuerzo. En cambio el modelo II de 7 pisos diseñado como un sistema SMRF se obtuvo una menor cantidad de acero longitudinal y una mayor cantidad de acero transversal, a diferencia del sistema OMRF, en donde se obtuvo una mayor cantidad de acero longitudinal y una menor cantidad de acero transversal, debido a que esta estructura, su diseño esta controlada por la acción sísmica, por lo que a pesar de contar con elementos estructurales de gran tamaño, estas no son suficientes para soportar las fuerzas y se requiere de una gran cantidad de acero para contrarrestar la deficiencia de estos.

El modelo I de un piso y modelo II de siete pisos , cada una con su diseño basado con el sistema SMRF y el sistema OMRF, muestran resultados de ductilidad satisfactorios, que demuestran que las estructuras con sistemas OMRF son capaces de disipar la energía generada por el evento sísmico. En el modelo I de un piso, el sistema OMRF las ductilidades en promedio son mayores a $\mu = 9$ y en el sistema SMRF en promedio son menores a $\mu = 3$, por lo que se determina que para este tipo de estructuras y en las condiciones en la que fue evaluada, los sistemas OMRF poseen un mejor comportamiento. En el modelo II de siete pisos, el sistema OMRF las ductilidades en promedio son menores a $\mu = 4$ y en el sistema SMRF en promedio son mayores a $\mu = 5$, esto establece que para este tipo de estructuras y en las condiciones en la que fue evaluada, los sistemas SMRF poseen un mejor comportamiento, en el modelo II de siete pisos, se denota una variación considerable en las ductilidades con respecto al modelo I, este puede incidir en la altura y en la redundancia que posee cada uno de los modelos.

5.2 RECOMENDACIONES

Para la implementación de estructuras similares al modelo I de un piso diseñadas como un sistema OMRF, estas pueden ser analizadas y diseñadas en zonas de alta, media y baja intensidad sísmica, considerando como deriva inelástica máxima de 1%.

Para la implementación de estructuras similares al modelo II de siete pisos diseñadas como un sistema OMRF, estas pueden ser analizadas y diseñadas en zonas de media y baja intensidad sísmica, considerando como deriva inelástica máxima de 1%.

Para un mejor comportamiento sísmico de una estructura es recomendable implementar estructuras regulares, tanto en planta como en elevación y de alta redundancia estructural.

Para futuros trabajos se recomienda evaluar el desempeño sísmico de estructuras con sistemas OMRF regulares e irregulares de varios niveles en los diferentes tipos de suelos y en las diferentes zonas sísmicas del Ecuador, para determinar y establecer criterios normativos generales que se puedan recomendar e implementar en la norma ecuatoriana de la construcción.

Se recomienda realizar un análisis de costos para verificar si los sistemas OMRF son más costosos que los sistemas SMRF.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318. (2019). American Concrete Institute. Estados Unidos de America.
- ACI 369.1. (2022). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings - Code and Commentary.
- Aguiar, R. (2003a). Análisis sísmico por desempeño. *Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica Del Ejército., September.*
- Aguiar, R. (2003b). Análisis sísmico por desempeño. In *Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército (Vol. 342).* Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Alarcón, L., & Borbor, A. (2024). *UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CARRERA INGENIERÍA CIVIL TEMA: "INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN LA.*
<https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/11598>
- ASCE/SEI 41. (2023). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, Estados Unidos de America.
- ASCE/SEI 7. (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia, Estados Unidos de America.
- Aswathi, P. M., Faisal, N., Fasna, T., Mahmood, Muhammad, F., & Sivakumar, B. (2018). Seismic Comparison of OMRF and SMRF Structural Systems on High Rise Building. *International Journal of Civil Engineering, 5(5), 45–52.* www.internationaljournalsrsg.org
- Chopra, A. K. (2020). Dynamics of Structures (15 ed.). Pearson.

- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). State of the Art of Seismic Vulnerability Studies in Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- E.060. (2009). Concreto Armado. Perú.
- Estrada, D., Agripina, D., & Catpo, G. (2023). *Evaluación de Desempeño Sísmico de la Edificación Cumbre Instituto de Gastronomía-Chiclayo utilizando un Análisis no Lineal Estático*. <https://orcid.org/0000-0003-2435-3938>
- FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, D.C., EEUU.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C., EEUU.
- Ghugal, Y. M., & Mapari, A. K. (2018). Seismic performance of multi-story RC SMRF and OMRF buildings. *Article in Journal of Structural Engineering*, 44(6), 663–672. <https://www.researchgate.net/publication/323628258>
- Guía de diseño 2. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado en conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Gustafson, A. K. (2023). *Non-Linear Pushover Analysis of Ordinary Moment Resisting Frame Structures in Australia*.
- H. Méndez. (2011). *Efecto de las deformaciones por cortante en los diagramas momento-curvatura $M-\phi$ de secciones de concreto reforzado y sus implicaciones en la evaluación de estructuras* [Tesis de Grado]. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández, E. (2022). *APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS*.

- Hibbeler, R. C. (2017). *MECANICA DE MATERIALES*. Pearson.
- Khobragade, P. P., & Gajbhiye, S. M. (2020). “Seismic Comparison of OMRF & SMRF Structural System on Zone II.” *International Research Journal of Engineering and Technology*, 07(02), 1291–1293. www.irjet.net
- Lino, R., & Cirilo, W. (2023). *COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ALTO CON SISTEMA ESTRUCTURAL NO CONVENCIONAL APLICANDO EL DISEÑO BASADO POR DESEMPEÑO* [UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DEL PERÚ]. www.researchgate.net
- Liu, H., Qu, Y., & Meng, G. (2022). A NUMERICAL STUDY ON FLAPPING DYNAMICS OF A COMPOSITE LAMINATED BEAM IN SHEAR FLOW. *Lixue Xuebao/Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 54(6). <https://doi.org/10.6052/0459-1879-22-114>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988a). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988b). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Mata, L. (2019, July 30). *Diseños de investigaciones con enfoque cuantitativo de tipo no experimental*. Investigalia.
- NEC. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Cargas (No Sísmicas)*. Quito, Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Estructura de Hormigón Armado*. Quito.
- NEC-SE-RE. (2015). *RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá D.C., Colombia.
- P, A., & D, P. (2009). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA*, 12.
- Paredes, M. Á. (2016). *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EFIDICIO DESTINADO A VIVIENDO EN LA CIUDAD DE LINA APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER*. UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS.
- Park, R., & Kent, C. (1971). Flexural members with confined concrete. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 1969–1990.
- Park, R., & Paulay, T. (1978). *ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO*. Christchurch: Limusa.
- Park, R., Scott, B. D., & Priestley, M. J. N. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Journal*, 13–27.

- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5). [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(73\)90096-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(73)90096-3)
- Purca, R. J. (2012). *MODELOS DE HISTERESIS-OTANI*.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA. *Revista de Ingenerate Sísmica*, 1–26.
- Rai, M., & Paliwal, M. C. (2017). A COMPARATION OF OMRF BRACED & SMRF RC FRAME CONSIDERING EARTHQUAKE LOADING. *International Journal of Engineering Sciences & Research Technology*, 6(10), 587–601.
- Rajeev, A., Meena, N. K., & Pallav, K. (2019). Comparative study of seismic design and performance of omrf building using indian, British, and European codes. *Infrastructures*, 4(4). <https://doi.org/10.3390/infrastructures4040071>
- Rojas, B. (2024). *CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN EL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE CUENCA*. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIALA.
- Toro, D. (2005). *Elaboración y análisis de curvas: Momento flector vs. Curvatura para secciones transversales de columnas de concreto reforzado diseñadas según el Código ACI 318-2002* [Tesis de Grado]. Escuela Politécnica del Litoral.

ANEXOS

ANEXO 1. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MODELO I – PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS

ANEXO 1.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS PARA PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS.

Se predimensionan los elementos estructurales (vigas y columnas) por los criterios descritos en la sección 3 de manera provisional, luego se chequea si el elemento cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil. La viga se predimensionó mediante la siguiente combinación de cargas

$$W_u = (1.2D + 1.6L) \quad \text{A1.- 1}$$

Donde A_t = ancho tributario de la viga

$$M_u = \frac{(W_u * A_t) L_n^2}{\alpha} \quad \text{A1.- 2}$$

Donde L_n = luz libre de la viga

$$\frac{M_u}{\phi} = f'c * b * d^2 (1 - 0.59w) \quad \text{A1.- 3}$$

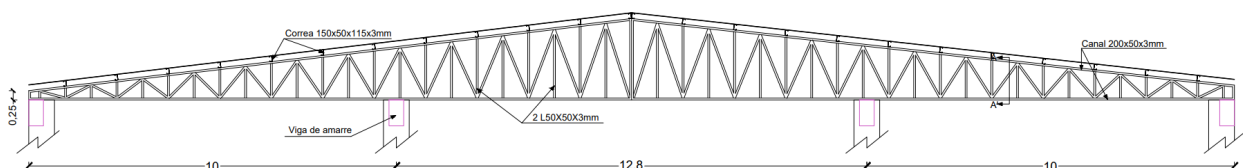
$$\text{Donde } M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Luego del diseño se chequea la resistencia de los elementos ante las solicitaciones de cargas dadas por SAP2000 con las siguientes combinaciones de carga:

$$1.2D + L \pm E \quad \text{A1.- 4}$$

$$0.9D \pm E \quad \text{A1.- 5}$$

Se modela la cercha metálica con el fin de obtener el peso de esta con las solicitaciones de carga viva y muerta tal y como lo recomienda la norma NEC-15.

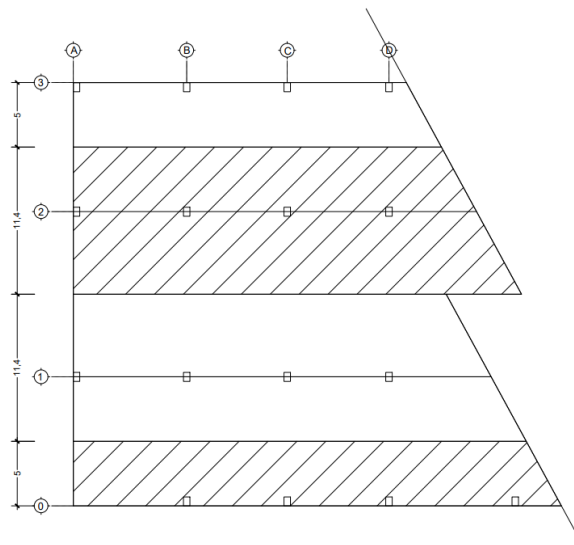


De acuerdo con la norma NEC-15, se establece como criterio que la carga muerta (D) que soportan las correas tipo G de la cercha son de 10kg/m² (debido a ciertas instalaciones que puedan producirse en la cubierta), para ser conservadores debido a que la estructura es de importancia I=1,3, se escoge para el modelamiento una carga muerta (D) de 15kg/m². Para la carga viva (L) se establece una carga para cubiertas metálicas de 70kg/m²

Con este proceso podemos calcular el peso de la cubierta metálica, la cual se describe a continuación en la siguiente tabla:

PESO TOTAL DE LA CUBIERTA METÁLICA	
Carga	Peso (Ton)
Peso Propio (PP)	22.19
Carga Viva (L)	185.05
Carga Muerta (CM)	39.65
Total	246,89

Con ello se distribuye sobre las vigas de hormigón las cargas generadas por el peso total de la cubierta con el método de área/ancho tributario



Usando este método, la distribución de carga quedaría como se observa en la siguiente tabla

Distribución lineal de cargas sobre vigas (Sobreimpuesta)	
Eje de Viga	Carga (Tn/m)
Viga 0 y 3	$Carga\ lineal = \frac{22.19ton + 39.65ton}{2692,88m^2} \times 5m = \mathbf{0,11Tn/m}$
Viga 1 y 2	$Carga\ lineal = \frac{222.19ton + 39.65ton}{2692,88m^2} \times 11,4m = \mathbf{0.26Tn/m}$
Distribución lineal de cargas sobre vigas (Carga viva)	
Eje de Viga	Carga (Tn/m)
Viga 0 y 3	$Carga\ lineal = \frac{185.05ton}{2692,88m^2} \times 5m = \mathbf{0.34Tn/m}$
Viga 1 y 2	$Carga\ lineal = \frac{185.05ton}{2692,88m^2} \times 11,4m = \mathbf{0.78Tn/m}$

Con estos datos podemos predimensionar la sección de viga más crítica:

$$W_u = (1.2 * 97.23kg/m^2 + 1.6 * 68,72kg/m^2) = 226,63\ kg/m$$

$$M_u = \frac{\left(\frac{226.63kg}{m} * 11.4m\right) * 11.9m^2}{8} = 45\ 732,63kgm$$

Cálculo del peralte de viga “d”, con un b inicial de 30cm

$$\frac{M_u}{\phi} = f'c * b * d^2(1 - 0.59w) \rightarrow d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * (1 - 0.59w)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{45\ 732,63}{0.9 * 280 * 30 * (1 - 0.59 * 0,18)}} \approx 30cm$$

$$h = 35cm$$

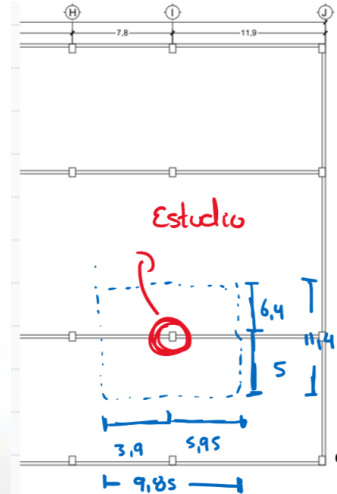
Se predimensionan la columna con el método de áreas tributarias, debido que, para el prediseño, las cargas gravitacionales son casi nulas, se hace uso de la tabla de la norma E.030 de cargas para uso práctico.

Carga de Servicio

CARGAS DE SERVICIO DE USO PRACTICO

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	PESO DE SERVICIO PROMEDIO (kg/m ²)
A	1500
B	1300
C	1000

Peso de servicio promedio de calculos practicos E 030 R.N.E



$$A_g = \frac{P_u}{\alpha f'_c} = \frac{1000 \text{ kg}}{\text{m}^2} * (9.85 \text{ m} * 11.4 \text{ m})}{0.30 * 280 \text{ kg/cm}^2} = 1336,79 \text{ cm}^2$$

Sección de columna elegida

$$Seccion.col. = 45 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 1350 \text{ cm}^2 \geq 1336,79 \text{ cm}^2$$

ANEXO 1.2 CONTROL GLOBAL DEL MODELO I PARA PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS.

Control de derivas y Torsión (Caso Crítico)

TABLE: Joint Displacements		-Ey-0.3Ex													
Story	Label	Ux m	Uy m	Ux mm	Uy mm	U mm	Derivas Elásticas mm	hsx mm	Deriva Elastica mm/mm	Deriva Inelastica %*(0,75R)	Deriva Inelastica<2% Cumple ?	Deriva Promedio mm	1.2 D.Prom. mm	Dm<1,2DP 0,819	Dm<1,2DP Cumple?
Story2	20	-0,001939	0,013244	-1,939	13,244	13,385	13,39	5000	0,0027	1,61%	OK	0,0027	0,003	0,819	CUMPLE
Story2	80	-0,004021	0,013244	-4,021	13,244	13,841	13,84	5000	0,0028	1,66%	OK				

Efecto de P-Delta

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements													
Story	Diaphragm	Output Case	UX m	UY m	UX mm	UY mm	U mm	Deriva Elastica ΔP mm	hsx mm	Vpsio Ton	P ton	Q	Q<0,1? CUMPLE?
Story1	D1	-Ey-0,3Ex	-0,00298	0,010613	-2,98	10,613	11,0234373	11,02343726	5000	31,73	303,46	0,021	OK

ANEXO 1.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL MODELO I PARA PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS.

Diseño a flexión y cortante de la viga

- Dirección X (viga de borde)

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 30cmx35cm con 4 cm de recubrimiento

Tramo			Lc [cm]	Ln [cm]	As calculado			As min [cm ²]	Barras [mm]			As diseño [cm ²]		
					i	c	j		i	c	j	i	c	j
A	B	-	880	850	5.09		5.99	3.1	4φ14		4φ14+1φ10	6.16		6.94
		+			1.88	1.43	2.91	3.1	3 φ 12	3φ12	3φ12	3.39	3.39	3.39
B	C	-	780	750	5.99		4.71	3.1	4φ14+1φ10		4φ14	6.94		6.16
		+			2.91	1.14	2.30	3.1	3φ12	3φ12	3φ12	3.39	3.39	3.39
C	D	-	790	760	4.71		4.99	3.1	4φ14		4φ14+1φ12	6.16		7.29
		+			2.30	1.20	2.43	3.1	3φ12	3φ12	3φ12+1φ10	3.39	3.39	4.18
D	E	-	980	950	6.90		6.93	3.1	4φ14+1φ12		4φ14+1φ12	7.29		7.29
		+			3.33	1.64	3.34	3.1	3φ12+1φ10	3φ12	3φ12+1φ10	4.18	3.39	4.18
E	F	-	780	750	6.93		7.96	3.1	4φ14+1φ12		4φ14+2φ12	7.29		8.42
		+			3.34	1.19	3.82	3.1	3φ12+1φ10	3φ12	3φ12+1φ10	4.18	3.39	4.18
F	G	-	1050	1020	7.96		8.22	3.1	4φ14+2φ12		5φ14+1φ12	8.42		8.83
		+			3.82	1.93	3.94	3.1	3φ12+1φ10	3φ12	3φ12+1φ10	4.18	3.39	4.18
G	H	-	980	950	7.28		6.71	3.1	5φ14+1φ12		4φ14+2φ10	8.83		7.73
		+			3.50	1.72	3.24	3.1	3φ12+1φ10	3φ12	3φ12	4.18	3.39	3.39
H	I	-	780	750	6.71		11.33	3.1	4φ14+2φ10		6φ14+2φ12	7.73		11.50
		+			3.24	1.21	5.32	3.1	3φ12	3φ12	4φ12+2φ10	3.39	3.39	6.09
I	J	-	1190	1160	11.33		9.57	3.1	6φ14+2φ12		6φ14+1φ10	11.50		10.02
		+			5.32	2.59	4.55	3.1	4φ12+2φ10	3φ12	4φ12+1φ10	6.09	3.39	5.31

Tramo		V _{Hip.}	V _{Grav}	V _e	V _{hiper>0.5Ve}	V _c	Estribos Zona 2H		A _{sv}	φ V _s	V _{u, min}	φ V _{s>Vu, min}	Estribos Fuera de Zona 2H	
		[tnf]	[tnf]	[tnf]		[tnf]	D [mm]	S [cm]					[cm ²]	[tnf]
A	B	1.75	3.63	5.38	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
B	C	1.99	3.10	5.08	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
C	D	2.02	3.18	5.20	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
D	E	1.73	3.92	5.65	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
E	F	2.38	3.12	5.50	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
F	G	1.80	4.23	6.03	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
G	H	1.82	3.97	5.78	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
H	I	2.71	3.12	5.83	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
I	J	1.98	4.90	6.88	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15

- Dirección Y

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 30cmx35cm con 4 cm de recubrimiento

Tramo	Lc [cm]	Ln [cm]	As calculado			As min [cm ²]	Barras [mm]			As diseño [cm ²]		
			I	c	j		i	c	j	i	c	j
3 2	1000	955	4.12		5.44	3.1	4φ12		4φ12+2φ10	4.52		6.09
			2.02	1.10	2.65	3.1	3 φ 12	3φ12	3φ12	3.39	3.39	3.39
2 1	1280	1280	5.44		5.44	3.1	4φ12+2φ10		4φ12+2φ10	6.09		6.09
			2.65	1.31	2.65	3.1	3φ12	3φ12	3φ12	3.39	3.39	3.39
1 0	1000	955	5.44		4.12	3.1	4φ12+2φ10		4φ12	6.09		4.52
			2.65	1.10	2.02	3.1	3φ12	3φ12	3 φ 12	3.39	3.39	4.18

Tramo	V _{Hip.} [tnf]	V _{Grav.} [tnf]	V _e [tnf]	V _{hiper>0.5Ve}	V _c [tnf]	Estribos Zona 2H		Asv [cm ²]	φ Vs [tnf]	Vu, min [tnf]	φ Vs>Vu, min	Estribos Fuera de Zona 2H	
						D [mm]	S [cm]					D [mm]	S [cm]
3 2	1.44	2.80	4.25	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
2 1	1.12	2.80	3.92	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15
1 0	1.45	2.80	4.25	Δ	8.25	φ8	5	1.01	6.54	3.15	✓	φ8	15

Acero longitudinal a lo largo de la viga

- Dirección X

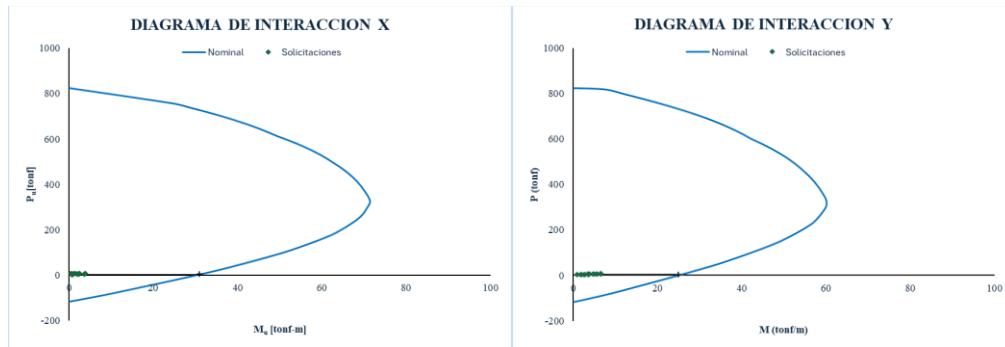
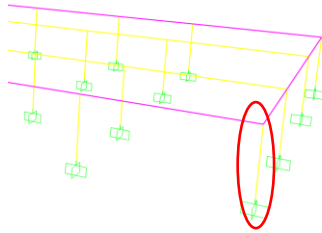
PISO 1	Dirección X																
	A-B			B-C			C-D			D-E			E-F			F-G	
EJE 0-3	4 Ø14		4 Ø14 + 1 Ø10	4 Ø14 + Ø10		4 Ø14	4 Ø14		4 Ø14		4 Ø14 + 1 Ø12	4 Ø14 + 1 Ø12		4 Ø14 + 2 Ø12	4 Ø14 + 2 Ø12		5 Ø14 + 1 Ø12
	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10
EJE 0-3	4 Ø14 + 1 Ø12		4 Ø14 + 1 Ø12	4 Ø14 + 1 Ø12		4 Ø14 + 2 Ø12	4 Ø14 + 2 Ø12		4 Ø14 + 2 Ø12		4 Ø14 + 2 Ø12	4 Ø14 + 2 Ø12		4 Ø14 + 2 Ø12	4 Ø14 + 2 Ø12		4 Ø14 + 2 Ø12
	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10
EJE 0-3	5 Ø14 + 1 Ø12		4 Ø14 + 2 Ø10	4 Ø14 + 2 Ø10		6 Ø14 + 2 Ø12	6 Ø14 + 2 Ø12		6 Ø14 + 2 Ø12		6 Ø14 + 1 Ø10	6 Ø14 + 1 Ø10		6 Ø14 + 2 Ø12	6 Ø14 + 2 Ø12		6 Ø14 + 1 Ø10
	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12 + 1 Ø10	3 Ø12	3 Ø12 + 1 Ø10

- Dirección Y

PISO 1	Dirección Y					
	3-2		2-1		1-0	
EJE J	4 Ø12	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12
	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12
EJE A	4 Ø12	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12 + 2 Ø10	4 Ø12
	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12	3 Ø12

Criterio columna fuerte -viga débil

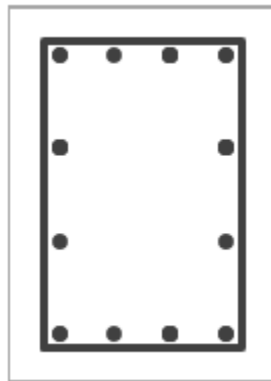
Para el caso de estudio se analiza el nudo correspondiente a la columna esquinera J-0



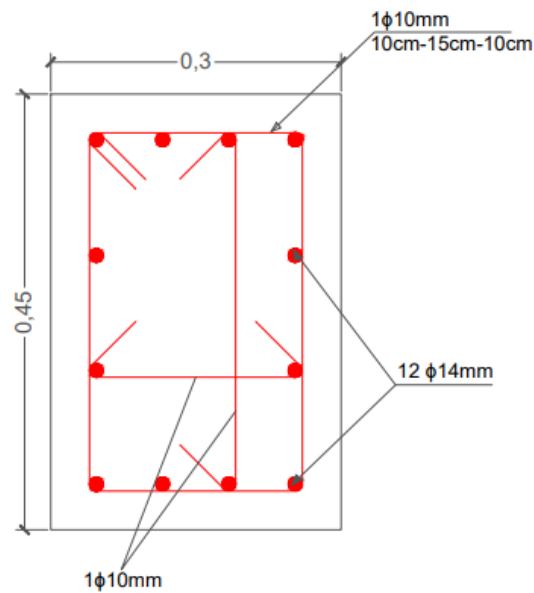
Momentos nominales de la columna superior e inferior del piso			Momentos nominales de la columna superior e inferior del piso		
Mn col sup	31	tonf-m	Mn col sup	25	tonf-m
Mn col inf	31	tonf-m	Mn col inf	25	tonf-m
Momento probable de las vigas que llegan al nudo en la direccion X			Momento probable de las vigas que llegan al nudo en la direccion Y		
a _{sup}	7,37	cm	a _{sup}	3,33	cm
M _{pr +}	13,48	tonf-m	M _{pr +}	6,59	tonf-m
a _{inf}	3,90	cm	a _{inf}	6,93	cm
M _{pr -}	7,65	tonf-m	M _{pr -}	12,73	tonf-m
Sumatoria de momentos de vigas y columnas X			Sumatoria de momentos de vigas y columnas Y		
∑M _{vigas}	21,13	tonf-m	∑M _{vigas}	19,32	tonf-m
∑M _{columnas}	62,00	tonf-m	∑M _{columnas}	50,00	tonf-m
Condicion Columna fuerte - Viga debil			Condicion Columna fuerte - Viga debil		
∑M _{columnas}	≥	1,20	∑M _{columnas}	≥	1,20
∑M _{vigas}	≥	1,20	∑M _{vigas}	≥	1,20
2,93	≥	1,20	2,59	≥	1,20
<i>Cumple</i>			<i>Cumple</i>		

Revisión a corte de columna

Acero transversal en la dirección X				Acero transversal en la dirección Y			
$A_{shx} = \frac{0,3sb_{cv}f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$		2,32 cm ²		$A_{shy} = \frac{0,3sb_{ch}f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$		3,90 cm ²	
$A_{shx} = 0,09 \frac{sb_{cv}f'_c}{f_y}$		1,06 cm ²		$A_{shy} = 0,09 \frac{sb_{ch}f'_c}{f_y}$		1,78 cm ²	
Ashx		2,32 cm ²		Ashy		3,90 cm ²	
Estribo	2	Ø10	3,14	Estribo	2	Ø10	3,14
Vincha	1	Ø8	0,50	Vincha	1	Ø10	0,79
✓				✓			



Datos de la Columna	
X	30
Y	45
Hn	465
rec	4
rec efec	5,70
Barras X	4
Barras Y	4
Øl	14
Øt	10



ANEXO 2. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MODELO I – PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS

ANEXO 2.1 CONTROL GLOBAL DEL MODELO I PARA PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS.

Para el caso de estudio del modelo I-OMRF se busca elementos estructurales más robustos, por lo que se eligió una dimensión de vigas de 40cmx70cm y una dimensión de columnas de 50cmx70cm

Control de derivas y Torsión (Caso Crítico)

TABLE: Joint Displacements		Ey-0,3Ex													
Story	Label	Ux m	Uy m	Ux mm	Uy mm	U mm	Derivas Elásticas mm	hsx mm	Deriva Elastica mm/mm	Deriva Inelastica %*(0,75R)	Deriva Inelastica<2% Cumple ?	Deriva Promedio mm	1.2 D.Prom. mm	Dm< 1,2DP 0,82223359	Dm< 1,2DP Cumple?
Story2	2	-0,000862	0,006861	-0,862	6,861	6,914938	6,91	5000	0,0014	0,83%	OK	0,0014	0,00168199	0,82223359	CUMPLE
Story2	62	-0,001833	0,006861	-1,833	6,861	7,101634	7,10	5000	0,0014	0,85%	OK				

Efecto de P-Delta

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements													
Story	Diaphragm	Output Case	UX m	UY m	UX mm	UY mm	U mm	Deriva Elastica ΔP mm	hsx mm	Vpsio Ton	P ton	Q	Q<0,1? CUMPLE?
Story1	D1	Ey+0.3Ex	0,001348	0,005629	1,348	5,629	5,78815558	5,788155578	5000	200,23	566,74	0,003	OK

ANEXO 2.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL MODELO I PARA PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS.

Diseño a flexión y cortante de la viga

- Dirección X (viga de borde)

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 40cmx70cm con 4 cm de recubrimiento

Tramo	Lc [cm]	Ln [cm]	As calculado			As min [cm ²]	Barras [mm]			As diseño [cm ²]		
			i	c	j		i	c	j	i	c	j
A B	880	850	5.58		6.18	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
			1.32	2.29	1.16	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40
B C	780	750	6.18		5.14	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
			1.16	1.71	1.11	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40
C D	790	760	5.14		5.42	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
			1.11	1.69	0.92	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40
D E	980	950	6.17		6.19	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
			0.23	2.14	1.17	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40

E	F	-	780	750	6.19		6.68	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
		+			1.17	1.62	1.09	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40
F	G	-	1050	1020	6.68		6.95	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
		+			1.09	2.50	0.68	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40
G	H	-	980	950	6.61		6.12	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
		+			0.26	2.06	1.29	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40
H	I	-	780	750	6.12		8.69	3.1	4φ16		4φ16	8.40		8.40
		+			1.29	1.65	1.60	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16+2φ14	8.40	5.40	11.12
I	J	-	1190	1160	8.69		7.74	3.1	4φ16+2φ14		4φ16	11.12		8.40
		+			1.60	3.86	0.70	3.1	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.40	5.40	8.40

Tramo	V _{Hip.}	V _{Grav}	V _e	V _c	Estribos Zona 2H		A _{sv}	φ V _n	V _{u, min}	φ V _n >V _u	Estribos Fuera de Zona 2H	
					D [mm]	S [cm]					D [mm]	S [cm]
A B	5.06	6.12	11.17	22.85	φ8	30	1.01	23.93	7.2	✓	φ8	30
B C	5.75	5.16	10.92	22.85	φ8	30	1.01	23.93	6.89	✓	φ8	30
C D	5.68	5.35	11.02	22.85	φ8	30	1.01	23.93	6.77	✓	φ8	30
D E	4.52	6.57	11.09	22.85	φ8	30	1.01	23.93	7.65	✓	φ8	30
E F	5.75	5.21	10.97	22.85	φ8	30	1.01	23.93	6.87	✓	φ8	30
F G	4.20	7.12	11.32	22.85	φ8	30	1.01	23.93	8.14	✓	φ8	30
G H	4.52	6.68	11.20	22.85	φ8	30	1.01	23.93	7.82	✓	φ8	30
H I	6.80	5.25	12.05	22.85	φ8	30	1.01	23.93	6.92	✓	φ8	30
I J	4.36	8.30	12.66	22.85	φ8	30	1.01	23.93	9.50	✓	φ8	30

- Dirección Y

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 40cmx70cm con 4 cm de recubrimiento

Tramo	L _c	L _n	As calculado			As min	Barras [mm]			As diseño [cm ²]		
			I	c	j		i	c	j	i	c	j
3 2	1000	955	7.85		8.59	4.68	4φ16		4φ16+2φ14	8.04		11.12
			3.86	3.19	2.86	4.68	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.04	5.40	8.04
2 1	1280	1280	8.59		8.59	4.68	4φ16+2φ14		4φ16+2φ14	11.12		11.12
			2.86	2.85	2.86	4.68	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.04	5.40	8.04
1 0	1000	955	8.59		7.86	4.68	4φ16+2φ14		4φ16	11.12		8.04
			2.86	3.20	3.86	4.68	4φ16	3φ14+1φ10	4φ16	8.04	5.40	8.04

Tramo	V _{Hip.}	V _{Grav}	V _e	V _c	Estribos Zona 2H		A _{sv}	φ V _n	V _{u, min}	φ V _n >V _u	Estribos Fuera de Zona 2H	
					D [mm]	S [cm]					D [mm]	S [cm]

3	2	5.34	4.62	9.96	22.85	φ8	30	1.01	23.93	7.43	✓	φ8	30
2	1	4.10	5.69	9.80	22.85	φ8	30	1.01	23.93	7.24	✓	φ8	30
1	0	5.34	4.62	9.96	22.85	φ8	30	1.01	23.93	7.43	✓	φ8	30

Acero longitudinal a lo largo de la viga

- Dirección X

PISO	Dirección X								
	A-B			B-C			C-D		
EJE 0	4 Ø16		4 Ø16	4 Ø16		4 Ø16	4 Ø16		4 Ø16
	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16
EJE 1	4 Ø16		4 Ø16	4 Ø16		4 Ø16	4 Ø16		4 Ø16
	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16
EJE 2	4 Ø16		4 Ø16	4 Ø16		4 Ø16 + 2 Ø14	4 Ø16 + 2 Ø14		4 Ø16
	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16
EJE 3	4 Ø16		4 Ø16	4 Ø16		4 Ø16	4 Ø16		4 Ø16
	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16

- Dirección Y

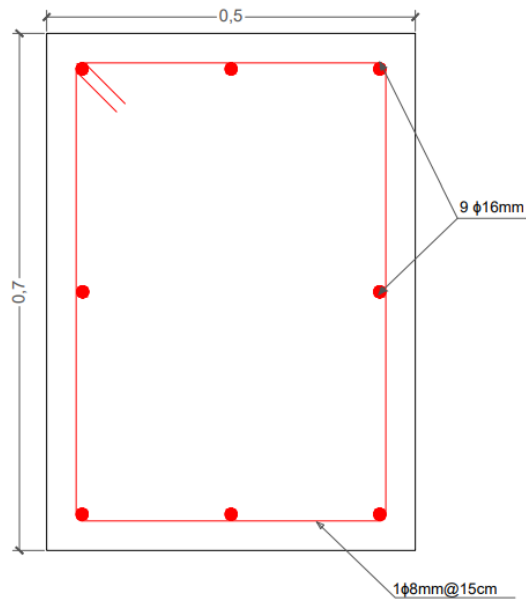
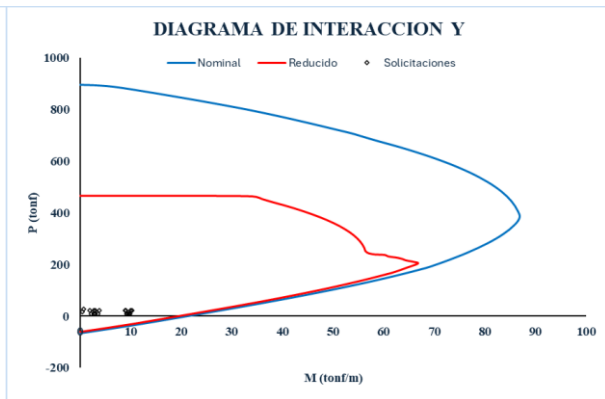
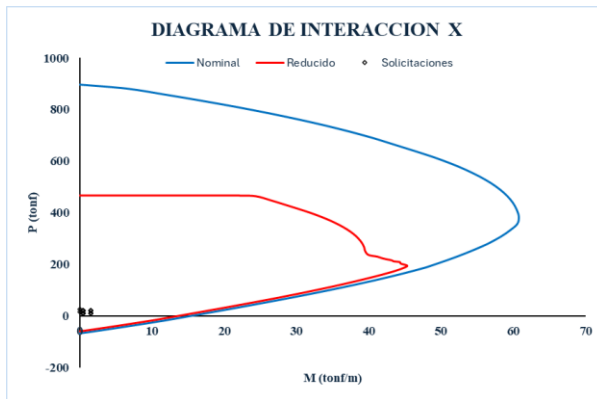
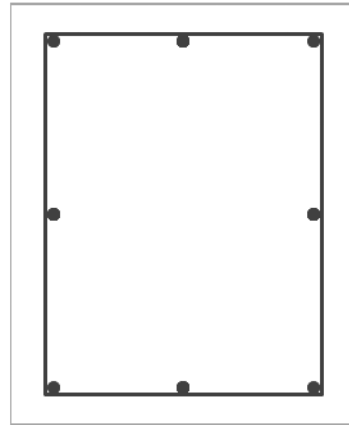
PISO	Dirección Y								
	3-2			2-1			1-0		
EJE J	4 Ø16		4 Ø16 + 2 Ø14	4 Ø16 + 2 Ø14		4 Ø16 + 2 Ø14	4 Ø16 + 2 Ø14		4 Ø16
	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16
EJE A	4 Ø16		4 Ø16 + 2 Ø14	4 Ø16 + 2 Ø14		4 Ø16 + 2 Ø14	4 Ø16 + 2 Ø14		4 Ø16
	4 Ø16	4 Ø16	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16	4 Ø16	3 Ø14	4 Ø16

Diseño a flexo compresión de la columna

Se anexa el diseño de una columna, la tiene 9 varillas de 16mm longitudinales, y un estribo de 8mm

Datos de la Columna	
X	50
Y	70
Hn	4,3
rec	5
rec efec	6,2
Barras X	3
Barras Y	3
Øl	8
Øt	8

Datos del hormigon y acero	
fc	280
fy	4200
Ec	252671,33
Es	2000000
εcu	0,003
εty	0,0021
β1	0,85



ANEXO 3. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MODELO II – PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS

ANEXO 3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA

Para el predimensionamiento de la losa, se hizo el uso de la tabla 8.3.1.2 de ACI 318-19.

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} ⁽¹⁾	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ⁽¹⁾⁽²⁾
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

⁽¹⁾ α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

⁽²⁾ ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

⁽³⁾ El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Medidas de la losa			
	100cm	ht [cm]	25
		tc [cm]	5
		bn [cm]	10
		hn [cm]	20
		L [cm]	100

Se transforma la losa nervada en una losa equivalente.

Momento de inercia						
Elemento	A [cm ²]	y [cm]	Ay	I_o [cm ⁴]	d ² [cm ²]	I_t [cm ⁴]
1	200	10	2000	6666.67	48.23	16311.73
2	200	10	2000	6666.67	48.23	16311.73
3	500	22.5	11250	1041.67	30.86	49097.22
Total	900		15250			
Centro de gravedad [cm]	16.94				Losa equivalente [cm]	18.06

Se realiza los cálculos para le verificación conforme ACI 318-19.

Eje X		Eje Y	
A-B	4,85 m	1-2	3,1 m
B-C	5 m	2-3	3,25 m
C-D	4,85 m	3-4	3,25 m
		4-5	3,1 m
Dimensiones de viga		Dimensiones de viga	
VX-B1	25 cm	VY-B3	25 cm
VX-H1	45 cm	VY-H3	30 cm
VX-B2	25 cm	VY-B4	25 cm
VX-H2	45 cm	VY-H4	30 cm
Datos generales			
e	18,06 cm	fy	4200 kg/cm ²
Cálculos			
Ilosab1	155883,68	Ivigab1	189843,75
Ilosab2	159565,97	Ivigab2	189843,75
Ilosab3	241803,82	Ivigab3	56250
Ilosab4	241803,82	Ivigab4	56250
$\alpha 1$	1,2178552	$\alpha 3$	0,2326266
$\alpha 2$	1,1897508	$\alpha 4$	0,2326266
αfm	0,72	δ	1,49
Espesor		Espesor	
h1	13,38 cm	h2	10,79 cm
h1	12,5 cm	h2	9 cm
Espesor mínimo		13,38 cm	
Espero a usar		18,06 cm	

ANEXO 3.2 CARGAS CONSIDERADAS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se plantean las cargas determinadas mediante un análisis de cargas previamente realizado.

Piso	Ocupación	Carga muerta [kg/m ²]	Carga viva [kg/m ²]
7	Cubierta accesible	447.80	100.00
1-6	Residencial	762.58	200.00

ANEXO 3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS PARA PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS.

Se predimensionan elementos estructurales (vigas y columnas) por los criterios descritos en la sección 3 de manera inicial, posteriormente se realiza el chequeo de comportamiento global para verificar el cumplimiento de derivas.

La viga SMRF se predimensionó mediante la siguiente combinación de carga por gravedad:

$$W_u = 1.2D + 1.6L$$

El momento ultimo para las cargas por gravedad se la obtiene de la siguiente ecuación:

$$M_u = M_D + M_L$$

$$M_u = \frac{1.2DA_tL_n^2}{\alpha} + \frac{1.6LA_tL_n^2}{\alpha}$$

Para la estructura evaluada es necesario considerar los efectos de la carga sísmica, debido a que esta se configura con 7 pisos, por lo que su diseño es mayormente controlado por las cargas sísmicas que por las cargas de gravedad. Por tanto, la ecuación para estimar el momento ultimo para este tipo de estructuras es la siguiente:

$$M_u = M_D + M_L + M_E$$

Donde M_E se asume como la suma de las cargas muertas y cargas vivas.

Dirección	Eje	Vano Critico	1.2D [kg/m ²]	1.6L [kg/m ²]	W_u [kg/m ²]	A_{tr} [m ²]	L_{cr} [m]	M_D [kg-m]	M_L [kg-m]	M_E [kg-m]
X	3	B-C	907.07	320.00	1600.00	10.97	5.00	4974.69	1755.00	6729.69
Y	B	2-3	907.07	320.00	1600.00	5.28	3.25	1556.89	549.25	2106.14

Dirección	Eje	Vano Critico	M_u [kg-m]	b [cm]	d [cm]	r [cm]	h [cm]
X	3	B-C	15507.31	25	39.11	5	45
Y	B	2-3	4853.21	25	21.88	5	30

Para el predimensionamiento de columnas se usó la siguiente ecuación:

$$A_g = \frac{P_u}{\alpha f'_c}$$

Columna critica/Columna central

	Numero de pisos	7
	$\sum W_u$ [kg/m ²]	8059.75
	f'_c [kg/cm ²]	280
	A_{tr} [m ²]	16.01
	P_u [kg]	129006.40
	α	0.3
	A_g [cm ²]	1535.79
	$c_1 = c_2$ [cm]	39
	b=h [cm]	45
	A_{gu} [cm ²]	2025.00

Luego del predimensionamiento se realiza el chequeo de comportamiento global para verificar el cumplimiento de los parámetros que establece la normativa local, en el caso de cumplir, se deben ajustar las dimensiones hasta cumplir con los requisitos normativos.

ANEXO 3.4 CONTROL GLOBAL DEL MODELO II PARA PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS

Para el siguiente análisis y chequeo las secciones evaluadas que conforman la estructura son las siguientes:

Piso	Vigas [cmxcm]		Columnas [cmxcm]
	Dirección X	Dirección Y	
7	25x45	25x40	40x40
5-6	30x50	30x45	40x40
1-4	30x50	30x45	45x45

Control de derivas y torsión

Derivas

- Dirección X: -SEX-0.3SEY

Story	Joint Text	U1	U2	U	ΔE	hsx	Δe_i	ΔM	Condición
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	0,75R ΔE	
									$\Delta M < 2\%$

7	76	-42,75	-13,78	44,92	2,86	3000	0,0009522	0,006	Cumple
	88	-42,75	-9,26	43,74	2,78	3000	0,0009277	0,006	Cumple
6	75	-40,04	-12,89	42,06	4,91	3000	0,0016372	0,010	Cumple
	87	-40,04	-8,65	40,96	4,78	3000	0,0015939	0,010	Cumple
5	74	-35,37	-11,37	37,15	6,98	3000	0,0023276	0,014	Cumple
	86	-35,37	-7,62	36,18	6,80	3000	0,0022664	0,014	Cumple
4	73	-28,72	-9,22	30,17	7,68	3000	0,0025595	0,015	Cumple
	85	-28,72	-6,18	29,38	7,48	3000	0,002495	0,015	Cumple
3	4	-21,40	-6,91	22,49	8,54	3000	0,002846	0,017	Cumple
	6	-21,40	-4,63	21,90	8,32	3000	0,0027738	0,017	Cumple
2	3	-13,26	-4,34	13,95	8,52	3000	0,0028393	0,017	Cumple
	5	-13,26	-2,90	13,57	8,30	3000	0,0027651	0,017	Cumple
1	2	-5,15	-1,73	5,43	5,43	3000	0,0018114	0,011	Cumple
	7	-5,15	-1,16	5,28	5,28	3000	0,0017598	0,011	Cumple
Base	1	0	0	0					
	8	0	0	0					

- Dirección Y: -SEY-0.3SEX

Story	Joint Text	U1	U2	U	ΔE	hsx	Δei	ΔM	Condición
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	0,75RAE	
7	76	-15,96	-35,46	38,89	2,53	3000	0,0008426	0,005	Cumple
	88	-15,96	-41,36	44,33	2,86	3000	0,0009526	0,006	Cumple
6	75	-14,95	-33,14	36,36	4,31	3000	0,0014351	0,009	Cumple
	87	-14,95	-38,68	41,47	4,89	3000	0,0016314	0,010	Cumple
5	74	-13,21	-29,21	32,06	6,06	3000	0,0020198	0,012	Cumple
	86	-13,21	-34,11	36,58	6,90	3000	0,0023012	0,014	Cumple
4	73	-10,73	-23,68	26,00	6,54	3000	0,0021792	0,013	Cumple
	85	-10,73	-27,66	29,67	7,45	3000	0,002483	0,015	Cumple
3	4	-8,01	-17,73	19,46	7,28	3000	0,0024261	0,015	Cumple
	6	-8,01	-20,73	22,23	8,30	3000	0,0027671	0,017	Cumple
2	3	-4,98	-11,12	12,18	7,33	3000	0,002444	0,015	Cumple
	5	-4,98	-13,00	13,92	8,38	3000	0,0027918	0,017	Cumple
1	2	-1,95	-4,44	4,85	4,85	3000	0,001616	0,010	Cumple
	7	-1,95	-5,20	5,55	5,55	3000	0,0018495	0,011	Cumple
Base	1	0	0	0					
	8	0	0	0					

Torsión

- Torsión por deriva: -SEX+0.3SEY

Story	Joint Text	U1	U2	U	ΔE	hsx	Δe_i	$\Delta Prom$	$\Delta E/\Delta Prom$	Condición
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm			$\Delta E/\Delta Prom < 1,2$
7	76	-40,69	6,87	41,26	2,63	3000	0,00088	0,00090	1,02889	No hay torsión
	88	-40,69	16,17	43,78	2,79	3000	0,00093			
6	75	-38,10	6,41	38,63	4,51	3000	0,00150	0,00155	1,02982	No hay torsión
	87	-38,10	15,14	41,00	4,79	3000	0,00160			
5	74	-33,65	5,64	34,12	6,41	3000	0,00214	0,00220	1,02972	No hay torsión
	86	-33,65	13,36	36,21	6,81	3000	0,00227			
4	73	-27,33	4,56	27,71	7,07	3000	0,00236	0,00243	1,02848	No hay torsión
	85	-27,33	10,84	29,40	7,48	3000	0,00249			
3	4	-20,35	3,41	20,64	7,86	3000	0,00262	0,00270	1,02876	No hay torsión
	6	-20,35	8,13	21,91	8,32	3000	0,00277			
2	3	-12,60	2,14	12,78	7,82	3000	0,00261	0,00269	1,02970	No hay torsión
	5	-12,60	5,10	13,59	8,30	3000	0,00277			
1	2	-4,89	0,85	4,96	4,96	3000	0,00165	0,00171	1,03259	No hay torsión
	7	-4,89	2,04	5,29	5,29	3000	0,00176			
Base	1	0,00	0,00	0,00						
	8	0,00	0,00	0,00						

- Torsión por desplazamiento: -SEX+0.3SEY

Story	Joint Text	Output Case	U1	U2	δ	δ_{prom}	δ/δ_{prom}	Condición
			mm	mm	mm	mm		$\delta/\delta_{prom} < 1,2$
7	76	-SEX+0.3SEY	-40,69	6,87	41,26	42,52	1,0296	No hay torsión
	88	-SEX+0.3SEY	-40,69	16,17	43,78			
6	75	-SEX+0.3SEY	-38,10	6,41	38,63	39,81	1,0297	No hay torsión
	87	-SEX+0.3SEY	-38,10	15,14	41,00			
5	74	-SEX+0.3SEY	-33,65	5,64	34,12	35,16	1,0297	No hay torsión
	86	-SEX+0.3SEY	-33,65	13,36	36,21			
4	73	-SEX+0.3SEY	-27,33	4,56	27,71	28,55	1,0296	No hay torsión
	85	-SEX+0.3SEY	-27,33	10,84	29,40			
3	4	-SEX+0.3SEY	-20,35	3,41	20,64	21,28	1,0300	No hay torsión
	6	-SEX+0.3SEY	-20,35	8,13	21,91			
2	3	-SEX+0.3SEY	-12,60	2,14	12,78	13,19	1,0308	No hay torsión
	5	-SEX+0.3SEY	-12,60	5,10	13,59			
1	2	-SEX+0.3SEY	-4,89	0,85	4,96	5,13	1,0326	No hay torsión
	7	-SEX+0.3SEY	-4,89	2,04	5,29			
Base	1	-SEX+0.3SEY	0,00	0,00				
	8	-SEX+0.3SEY	0,00	0,00				

Efectos P-Δ

- Dirección X: SEX-0.3SEY

Story	D	UX	UY	U	ΔE	P	V	hsx	Q	Condición
		mm	mm	mm	P-Δ	tonf	tonf	mm		
7	D7	44,70	-11,52	44,70	2,83	95,37	26,92	3000	0,0033	Cumple
6	D6	41,87	-10,77	41,87	4,88	271,73	62,95	3000	0,0070	Cumple
5	D5	36,99	-9,50	36,99	6,95	448,10	91,96	3000	0,0113	Cumple
4	D4	30,04	-7,70	30,04	7,65	624,46	114,66	3000	0,0139	Cumple
3	D3	22,39	-5,77	22,39	8,51	806,95	131,10	3000	0,0175	Cumple
2	D2	13,88	-3,62	13,88	8,48	989,44	141,25	3000	0,0198	Cumple
1	D1	5,40	-1,45	5,40	5,40	1171,93	145,71	3000	0,0145	Cumple

- Dirección Y: SEY-0.3SEX

Story	D	UX	UY	U	ΔE	P	V	hsx	Q	Condición
		mm	mm	mm	P-Δ	tonf	tonf	mm		
7	D7	-13,41	38,41	38,41	2,50	95,37	26,61	3000	0,0030	Cumple
6	D6	-12,56	35,91	35,91	4,26	271,73	62,37	3000	0,0062	Cumple
5	D5	-11,10	31,66	31,66	5,99	448,10	91,31	3000	0,0098	Cumple
4	D4	-9,01	25,67	25,67	6,44	624,46	114,07	3000	0,0117	Cumple
3	D3	-6,72	19,23	19,23	7,17	806,95	130,69	3000	0,0148	Cumple
2	D2	-4,16	12,06	12,06	7,24	989,44	141,07	3000	0,0169	Cumple
1	D1	-1,62	4,82	4,82	4,82	1171,93	145,71	3000	0,0129	Cumple

ANEXO 3.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL MODELO II PARA PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS.

Diseño a flexión y corte de vigas

- Dirección X (viga de borde)

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 30x50 cm con un recubrimiento de 4 cm.

Tramo	Lc [cm]	Ln [cm]	Acero Longitudinal												
			As calculado			As min [cm ²]	Barras [mm]			As diseño [cm ²]					
			i	c	j		i	c	j	i	c	j			
A B -	485	440	8.54		8.25	4.5	3Ø18+1Ø14			3Ø18+1Ø12			9.17		8.77

	+			6.37	4.22	5.85	4.5	3Ø16+1Ø10	3Ø16	3Ø16	6.82	6.03	6.03
B	-	500	455	8.25		8.25	4.5	3Ø18+1Ø12		3Ø18+1Ø12	8.77		8.77
C	+			5.85	3.71	5.85	4.5	3Ø16	3Ø16	3Ø16	6.03	6.03	6.03
C	-	485	440	8.25		8.54	4.5	3Ø18+1Ø12		3Ø18+1Ø14	8.77		9.17
D	+			5.85	4.22	6.37	4.5	3Ø16	3Ø16	3Ø16+1Ø10	6.03	6.03	6.82

Acero Transversal

Tramo	V _{Hip.}	V _{Grav}	V _e	V _{hiper>0} .5V _e	V _c	Estribos Zona 2H		A _{sv}	V _s	φV _n	φ V _n >V _{Hi} per	Estribos Fuera de Zona 2H	
						D [mm]	S [cm]					D [mm]	S [cm]
A B	7.67	2.81	10.48	✓	0	Ø10	6	1.57	49.48	37.11	✓	Ø10	6
B C	7.06	3.00	10.06	✓	0	Ø10	7	1.57	42.41	31.81	✓	Ø10	7
C D	7.67	2.81	10.48	✓	0	Ø10	6	1.57	49.48	37.11	✓	Ø10	6

- Dirección Y (viga de borde)

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 30x45 cm con un recubrimiento de 4 cm.

Acero Longitudinal

Tramo	L _c [cm]	L _n [cm]	As calculado			As min [cm ²]	Barras [mm]			As diseño [cm ²]		
			i	c	j		i	c	j	i	c	j
1 2	310	265	8.47		7.73	4.00	3Ø18+1Ø12		3Ø18+1Ø10	8.77		8.42
+			7.74	2.92	7.23	4.00	4Ø16	3Ø16	3Ø16+1Ø14	8.04	6.03	7.57
2 3	325	280	7.73		7.42	4.00	3Ø18+1Ø10		3Ø16+1Ø14	8.42		7.63
+			7.23	2.46	6.70	4.00	3Ø16+1Ø14	3Ø16	3Ø18	7.57	6.03	6.82
3 4	325	280	7.42		7.73	4.00	3Ø18		3Ø18+1Ø10	7.63		8.42
+			6.70	2.46	7.23	4.00	3Ø16+1Ø10	3Ø16	3Ø16+1Ø14	6.82	6.03	7.57
4 5	310	265	7.73		8.47	4.00	3Ø18+1Ø10		3Ø18+1Ø12	8.42		8.77
+			7.23	2.92	7.74	4.00	3Ø16+1Ø14	3Ø16	4Ø16	7.57	6.03	8.04

Acero Transversal

Tramo	V _{Hip.}	V _{Grav}	V _e	V _{hiper>0} .5V _e	V _c	Estribos Zona 2H		A _{sv}	V _s	φV _n	φ V _n >V _{Hi} per	Estribos Fuera de Zona 2H	
						D [mm]	S [cm]					D [mm]	S [cm]
1 2	11.78	1.23	13.01	✓	0	Ø10	6	1.57	6.54	43.98	✓	Ø10	6
2 3	10.38	1.26	11.64	✓	0	Ø10	6	1.57	6.54	43.98	✓	Ø10	6
3 4	10.38	1.26	11.64	✓	0	Ø10	6	1.57	6.54	43.98	✓	Ø10	6
4 5	11.78	1.10	12.88	✓	0	Ø10	6	1.57	6.54	43.98	✓	Ø10	6

Acero longitudinal a lo largo de la viga

- Dirección X

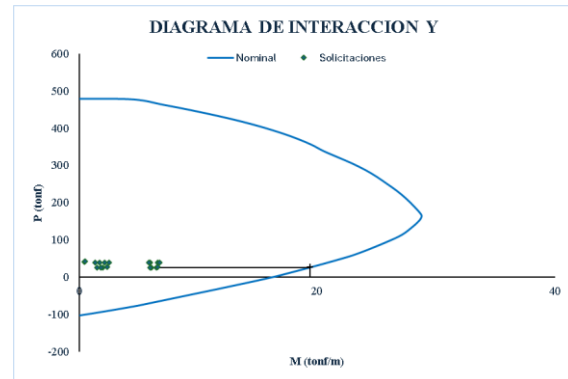
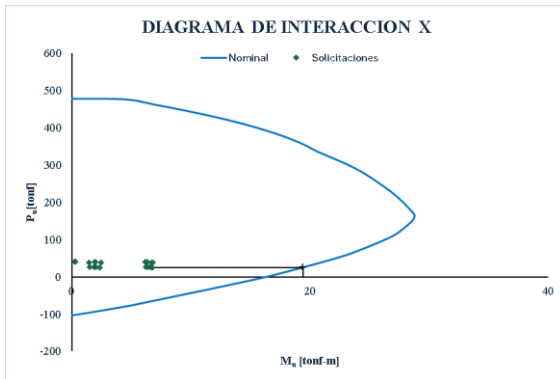
Piso 1	DIRECCION X								
	A-B			B-C			C-D		
Eje 1	3 Ø18 + 1 Ø14	3 Ø16	3 Ø18 + 1 Ø12	3 Ø18 + 1 Ø12	3 Ø16	3 Ø18 + 1 Ø12	3 Ø18 + 1 Ø12	3 Ø16	3 Ø18 + 1 Ø14
Eje 2	3 Ø16 + 1 Ø10	3 Ø16	3 Ø16	3 Ø16	3 Ø16	3 Ø16	3 Ø16	3 Ø16	3 Ø16 + 1 Ø10

- Dirección Y

Piso 1	DIRECCION Y							
	1-2		2-3		3-4		4-5	
Eje A	3 Ø18 + 1 Ø12	3 Ø18 + 1 Ø10	3 Ø18 + 1 Ø10	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18 + 1 Ø10	3 Ø18 + 1 Ø10	3 Ø18 + 1 Ø12
Eje B	4 Ø16	3 Ø16	3 Ø16 + 1 Ø14	3 Ø16 + 1 Ø14	3 Ø16 + 1 Ø10	3 Ø16	3 Ø16 + 1 Ø14	4 Ø16

Criterio de columna fuerte viga débil

Para el caso de estudio se analiza el nudo correspondiente a la columna central del piso 5.



Momentos nominales de la columna superior e inferior del piso			Momentos nominales de la columna superior e inferior del piso		
Mn col sup	19,4	tonf-m	Mn col sup	19,4	tonf-m
Mn col inf	19,4	tonf-m	Mn col inf	19,4	tonf-m
Momento probable de las vigas que llegan al nudo en la direccion X			Momento probable de las vigas que llegan al nudo en la direccion Y		
asup	6,19	cm	asup	5,01	cm
Mpr +	18,12	tonf-m	Mpr +	13,13	tonf-m
ainf	3,40	cm	ainf	4,23	cm
Mpr -	10,33	tonf-m	Mpr -	11,22	tonf-m
Sumatoria de momentos de vigas y columnas X			Sumatoria de momentos de vigas y columnas Y		
$\sum M_{vigas}$	28,45	tonf-m	$\sum M_{vigas}$	24,36	tonf-m
$\sum M_{columnas}$	38,80	tonf-m	$\sum M_{columnas}$	38,80	tonf-m
Condicion Columna fuerte - Viga debil			Condicion Columna fuerte - Viga debil		
$\frac{\sum M_{columnas}}{\sum M_{vigas}}$	\geq	1,20	$\frac{\sum M_{columnas}}{\sum M_{vigas}}$	\geq	1,20
1,36	\geq	1,20	1,59	\geq	1,20
<i>Cumple</i>			<i>Cumple</i>		

Revisión a corte de columnas

Acero transversal en la direccion X		Acero transversal en la direccion Y	
$A_{shx} = \frac{0,3sb_{cv}f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$	3,60 cm ²	$A_{shy} = \frac{0,3sb_{ch}f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$	3,60 cm ²
$A_{shx} = 0,09 \frac{sb_{cv}f'_c}{f_y}$	1,92 cm ²	$A_{shy} = 0,09 \frac{sb_{ch}f'_c}{f_y}$	1,92 cm ²

Ashx		3,60 cm ²	Ashy		3,60 cm ²		
Estribo	2	Ø10	3,14	Estribo	2	Ø10	3,14
Vincha	1	Ø10	0,79	Vincha	1	Ø10	0,79
✓				✓			

ANEXO 3.6 CONTROL GLOBAL DEL MODELO II PARA PORTICOS ORDINARIOS

RESISTENTES A MOMENTOS

Para el siguiente análisis y chequeo las secciones evaluadas que conforman la estructura son las siguientes:

Piso	Vigas [cmxcm]		Columnas [cmxcm]
	Dirección X	Dirección Y	
7	30x55	30x50	55x55
5-6	35x60	35x55	55x55
1-4	35x60	35x55	60x60

Control de derivas y torsión

Derivas

- Dirección X: -SEX-0.3SEY

Story	Joint Text	U1	U2	U	ΔE	hsx	Δei	ΔM	Condición
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	$0,75R\Delta E$	
7	76	-59,12	-17,91	61,77	4,14	3000	0,001379477	0,00310	Cumple
	88	-59,12	-12,03	60,33	4,05	3000	0,001349121	0,00304	Cumple
6	75	-55,15	-16,71	57,63	6,67	3000	0,002224858	0,00501	Cumple
	87	-55,15	-11,20	56,28	6,52	3000	0,002173568	0,00489	Cumple
5	74	-48,77	-14,78	50,96	9,38	3000	0,003127329	0,00704	Cumple
	86	-48,77	-9,88	49,76	9,17	3000	0,0030552	0,00687	Cumple
4	73	-39,78	-12,07	41,57	10,91	3000	0,003636713	0,00818	Cumple
	85	-39,78	-8,06	40,59	10,67	3000	0,003555118	0,00800	Cumple
3	4	-29,32	-8,97	30,66	12,04	3000	0,004013734	0,00903	Cumple
	6	-29,32	-5,99	29,93	11,77	3000	0,003922235	0,00883	Cumple
2	3	-17,78	-5,53	18,62	11,67	3000	0,00388871	0,00875	Cumple
	5	-17,78	-3,69	18,16	11,39	3000	0,003795986	0,00854	Cumple
1	2	-6,62	-2,13	6,96	6,96	3000	0,00231869	0,00522	Cumple
	7	-6,62	-1,42	6,77	6,77	3000	0,002257393	0,00508	Cumple
Base	1	0	0	0					
	8	0	0	0					

- Dirección Y: -SEY-0.3SEX

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	hsx	Δei	ΔM	Condición
-------	-------	----	----	---	------------	-----	-------------	------------	-----------

	Text	mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	0,75RΔE	ΔM < 2%
7	76	-21,81	-46,06	50,96	3,45	3000	0,001149808	0,00259	Cumple
	88	-21,81	-53,72	57,98	3,88	3000	0,00129488	0,00291	Cumple
6	75	-20,37	-42,92	47,51	5,54	3000	0,001847011	0,00416	Cumple
	87	-20,37	-50,12	54,10	6,28	3000	0,002093184	0,00471	Cumple
5	74	-18,02	-37,90	41,97	7,71	3000	0,002570126	0,00578	Cumple
	86	-18,02	-44,29	47,82	8,76	3000	0,002920906	0,00657	Cumple
4	73	-14,72	-30,94	34,26	8,84	3000	0,002945524	0,00663	Cumple
	85	-14,72	-36,18	39,06	10,05	3000	0,003350195	0,00754	Cumple
3	4	-10,87	-22,98	25,42	9,79	3000	0,003263576	0,00734	Cumple
	6	-10,87	-26,89	29,01	11,15	3000	0,003717154	0,00836	Cumple
2	3	-6,62	-14,16	15,63	9,64	3000	0,003212209	0,00723	Cumple
	5	-6,62	-16,58	17,85	11,00	3000	0,003665578	0,00825	Cumple
1	2	-2,48	-5,46	6,00	6,00	3000	0,001998683	0,00450	Cumple
	7	-2,48	-6,39	6,86	6,86	3000	0,002285606	0,00514	Cumple
Base	1	0	0	0					
	8	0	0	0					

Torsión

- Torsión por deriva: -SEX+0.3SEY

Story	Joint Text	U1	U2	U	ΔE	hsx	Δei	ΔProm	ΔE/ΔProm	Condición
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm			ΔE/ΔProm<1,2
7	76	12,85	-43,36	45,23	3,10	3000	0,00103	0,00116	1,11223	No hay torsión
	88	12,85	-56,42	57,87	3,88	3000	0,00129			
6	75	11,97	-40,39	42,13	4,94	3000	0,00165	0,00187	1,11874	No hay torsión
	87	11,97	-52,65	53,99	6,27	3000	0,00209			
5	74	10,57	-35,66	37,19	6,85	3000	0,00228	0,00260	1,12172	No hay torsión
	86	10,57	-46,54	47,72	8,74	3000	0,00291			
4	73	8,60	-29,10	30,34	7,83	3000	0,00261	0,00297	1,12266	No hay torsión
	85	8,60	-38,02	38,98	10,02	3000	0,00334			
3	4	6,31	-21,61	22,51	8,67	3000	0,00289	0,00330	1,12391	No hay torsión
	6	6,31	-28,26	28,96	11,12	3000	0,00371			
2	3	3,80	-13,32	13,85	8,53	3000	0,00284	0,00325	1,12545	No hay torsión
	5	3,80	-17,43	17,84	10,98	3000	0,00366			
1	2	1,39	-5,13	5,32	5,32	3000	0,00177	0,00203	1,12675	No hay torsión
	7	1,39	-6,72	6,86	6,86	3000	0,00229			
Base	1	0,00	0,00	0,00						
	8	0,00	0,00	0,00						

- Torsión por desplazamiento: -SEX+0.3SEY

Story	Joint Text	U1	U2	δ	δ_{prom}	δ/δ_{prom}	Condición
		mm	mm	mm	mm		$\delta/\delta_{prom}<1,2$
7	76	12,85	-43,36	45,23	51,55	1,1226	No hay torsión
	88	12,85	-56,42	57,87			
6	75	11,97	-40,39	42,13	48,06	1,1234	No hay torsión
	87	11,97	-52,65	53,99			
5	74	10,57	-35,66	37,19	42,46	1,1240	No hay torsión
	86	10,57	-46,54	47,72			
4	73	8,60	-29,10	30,34	34,66	1,1245	No hay torsión
	85	8,60	-38,02	38,98			
3	4	6,31	-21,61	22,51	25,74	1,1252	No hay torsión
	6	6,31	-28,26	28,96			
2	3	3,80	-13,32	13,85	15,84	1,1259	No hay torsión
	5	3,80	-17,43	17,84			
1	2	1,39	-5,13	5,32	6,09	1,1267	No hay torsión
	7	1,39	-6,72	6,86			
Base	1	0,00	0,00				
	8	0,00	0,00				

Efectos P- Δ

- Dirección X: SEX-0.3SEY

Story	D	UX	UY	U	ΔE	P	V	hsx	Q	Condición
		mm	mm	mm	P- Δ	tonf	tonf	mm		Q < 0,1
7	D7	61,66	-14,97	61,66	4,12	110,74	86,67	3000	0,0018	Cumple
6	D6	57,54	-13,96	57,54	6,66	325,27	202,99	3000	0,0036	Cumple
5	D5	50,88	-12,33	50,88	9,37	539,79	298,78	3000	0,0056	Cumple
4	D4	41,51	-10,07	41,51	10,90	754,31	375,92	3000	0,0073	Cumple
3	D3	30,61	-7,48	30,61	12,03	977,12	433,89	3000	0,0090	Cumple
2	D2	18,58	-4,61	18,58	11,65	1199,93	471,52	3000	0,0099	Cumple
1	D1	6,93	-1,78	6,93	6,93	1422,74	489,50	3000	0,0067	Cumple

- Dirección Y: SEY-0.3SEX

Story	D	UX	UY	U	ΔE	P	V	hsx	Q	Condición
		mm	mm	mm	P- Δ	tonf	tonf	mm		Q < 0,1
7	D7	-18,50	49,89	49,89	3,37	110,74	85,63	3000	0,0015	Cumple

6	D6	-17,26	46,52	46,52	5,42	325,27	201,03	3000	0,0029	Cumple
5	D5	-15,26	41,10	41,10	7,54	539,79	296,50	3000	0,0046	Cumple
4	D4	-12,45	33,56	33,56	8,62	754,31	373,84	3000	0,0058	Cumple
3	D3	-9,18	24,94	24,94	9,56	977,12	432,40	3000	0,0072	Cumple
2	D2	-5,57	15,37	15,37	9,45	1199,93	470,81	3000	0,0080	Cumple
1	D1	-2,08	5,93	5,93	5,93	1422,74	489,50	3000	0,0057	Cumple

ANEXO 3.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL MODELO II PARA PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS.

Diseño a flexión y corte de vigas

- Dirección X (viga de borde)

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 35x60 cm con un recubrimiento de 4 cm.

Acero Longitudinal													
Tramo	Lc [cm]	Ln [cm]	As calculado			As min temp	Barras [mm]			As diseño [cm ²]			
			i	c	j	[cm ²]	i	c	j	i	c	j	
A B	-	485	425	18.90		18.16	3.47	4Ø25		4Ø25	19.63		19.63
				16.78	6.32	16.04	3.47	6Ø20	3Ø20	6Ø20	18.85	9.42	18.85
B C	-	500	440	18.16		18.16	3.47	4Ø25		4Ø25	19.63		19.63
				16.04	5.63	16.04	3.47	6Ø20	3Ø20	6Ø20	18.85	9.42	18.85
C D	-	485	425	18.16		18.90	3.47	4Ø25		4Ø25	19.63		19.63
				16.04	6.32	16.78	3.47	6Ø20	3Ø20	6Ø20	18.85	9.42	18.85

Acero transversal											
Tramo	D [mm]	V _c [tnf]	V _{s, req} [tnf]	A _{v/s} [cm ² /cm]	A _{sv/s} min [cm ² /cm]	V _s [tnf]	s [cm]	φV _n [tnf]	V _u [tnf]	φ V _n >V _u	
										[tnf]	[tnf]
A B	8	16.82	8.14	0.036	0.029	8.46	25	18.97	18.72	✓	
B C	8	16.82	6.32	0.029	0.029	8.46	25	18.97	17.33	✓	
C D	8	16.82	8.14	0.036	0.029	8.46	25	18.97	18.72	✓	

- Dirección Y (viga de borde)

A lo largo de toda la viga se usa una sección de 35x55 cm con un recubrimiento de 4 cm.

Acero Longitudinal														
Tramo	Lc [cm]	Ln [cm]	As calculado			As min	Barras [mm]			As diseño [cm ²]				
			i	c	j	temp [cm ²]	i	c	j	i	c	j		
1 2	-	310	250	19.72		18.41	3.15	6Ø22		5Ø22	22.81		19.01	
				19.00	4.11	18.02	3.15	5Ø22	2Ø22	5Ø22	19.01	7.60	19.01	
2 3	-	325	265	18.41		17.91	3.15	5Ø22		5Ø22	19.01		19.01	
				18.02	5.68	17.27	3.15	5Ø22	2Ø22	5Ø22	19.01	7.60	19.01	
3 4	-	325	265	17.91		18.41	3.15	5Ø22		5Ø22	19.01		19.01	
				17.27	5.68	18.01	3.15	5Ø22	2Ø22	5Ø22	19.01	7.60	19.01	
4 5	-	310	250	18.41		19.72	3.15	5Ø22		6Ø22	19.01		22.81	
				18.02	4.11	19.00	3.15	5Ø22	2Ø22	5Ø22	19.01	7.60	19.01	

Acero transversal												
Tramo	D [mm]	V _c [tnf]	V _{s, req} [tnf]	Av/s [cm ² /cm]	Asv/s	V _s [tnf]	s [cm]	φV _n [tnf]	V _u [tnf]	φ V _n >V _u [tnf]		
					min [cm ² /cm]							
1 2	8	15.24	20.88	0.1013	0.029	23.04	5	28.71	27.09	✓		
2 3	8	15.24	17.03	0.083	0.029	17.28	10	24.39	24.20	✓		
3 4	8	15.24	17.03	0.023	0.029	17.28	10	24.39	24.20	✓		
4 5	8	15.24	20.88	0.1013	0.029	23.04	5	28.71	27.09	✓		

Acero longitudinal a lo largo de la viga

- Dirección X

Piso 1	Dirección X									
	A-B			B-C				C-D		
Eje 1	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25	4 Ø25
	6 Ø20	3 Ø20	6 Ø20	6 Ø20	3 Ø20	6 Ø20	6 Ø20	6 Ø20	3 Ø20	6 Ø20

- Dirección Y

Piso 1	Dirección Y											
	1-2		2-3			3-4			4-5			
Eje A	6 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	6 Ø22	
	5 Ø22	2 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	5 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	

Diseño a flexo-compresión de la columna

Para el caso de estudio se diseña el elemento correspondiente a la columna esquinera del piso 1.

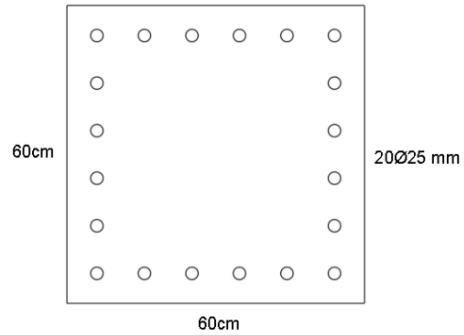


DIAGRAMA DE INTERACCION X

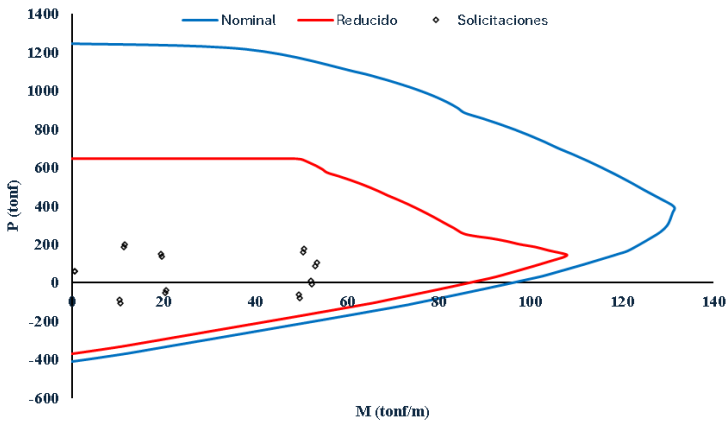
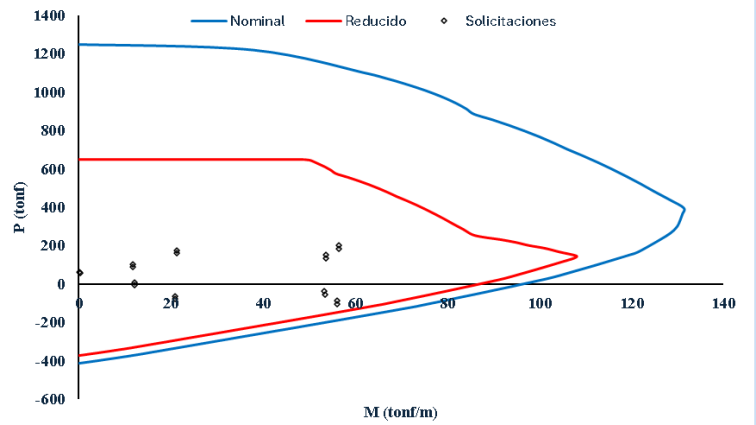


DIAGRAMA DE INTERACCION Y



Revisión a corte de columnas

Para el caso de estudio se diseña el elemento correspondiente a la columna esquinera del piso 1.

Estribo		Estribo	
N rama	3	N rama	3
Dt	Ø8 mm	Dt	Ø8 mm
Av	1,51 cm ²	Av	1,51 cm ²
Separacion del estribo		Separacion del estribo	
s req		s req	20 cm
10,7,6,5,2	59582 kgf	10,7,6,5,2	59582 kgf
s max 1	27 cm	s max 1	27 cm
s max 2	13 cm	s max 2	13 cm
s max	25 cm	s max	25 cm
s recom	25 cm	s recom	20 cm
s	20 cm	s	20 cm
Resistencia nominal Vx		Resistencia nominal Vy	
Vs	17084 kgf	Vs	17084 kgf
Av/s	0,075 cm ² /cm	Av/s	0,075 cm ² /cm
Av, min/s	0,050 cm ² /cm	Av, min/s	0,050 cm ² /cm
Av ≥ Av, min	✓	Av ≥ Av, min	✓
φVn	22580 kgf	φVn	22580 kgf
Vu	3524 kgf	Vu	22570 kgf
Vu ≤ φVn	✓	Vu ≤ φVn	✓

ANEXO 4. MODELAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS

Para el modelamiento de rótulas y vigas se sigue el mismo procedimiento en ambos sistemas estructurales estudiados.

Rótula plástica en vigas

- Momento positivo

Datos a_{nl}		Datos b_{nl}		Datos c_{nl}	
	48368963,45 N-mm	V_{BeamOE}	685679,36 N	V_{BeamOE}	685679,36 N
	685679,36 N	V_{MCyDE}	121786,83 N	V_{MCyDE}	121786,83 N
	121786,83 N	d	442 mm	c_{nl}	0,2
A_v	157,08 mm ²	s	60 mm	M_y	15,13 ton-m
b	300 mm	ρ_t	0,008726646	M_u	18,80 ton-m
h	500 mm	a_{nl}	0,057505477		
d	442 mm	k_{xp}	1	IO	0,005
s	60 mm	f_{cE}	35,70 MPa	LS	0,045
	0,00873	f_{yE}	514,85 MPa	CP	0,063
	0,13	θ_{yE}	0,008		
	1,00	b_{nII}	0,075		
θ_{yE}	0,008	b_{nl}	0,090		
	35,70 MPa	b_{nl}	0,090		
	514,85 MPa				
	0,058				

- Momento negativo

Datos a_{nl}	
----------------	--

M_{yE}	196029036,12 N-mm
V_{BeamOE}	693534,57 N
V_{MCyDE}	121786,83 N
A_v	157,08 mm ²
b	300 mm
h	500 mm
d	441 mm
s	60 mm
ρ_t	0,00873
$f_{t yE}/f'_{cE}$	0,13
k_{xc}	1,00
θ_{yE}	0,008
f'_{cE}	35,70 MPa
f_{yE}	514,85 MPa
a_{nl}	0,062

Datos b_{nl}	
----------------	--

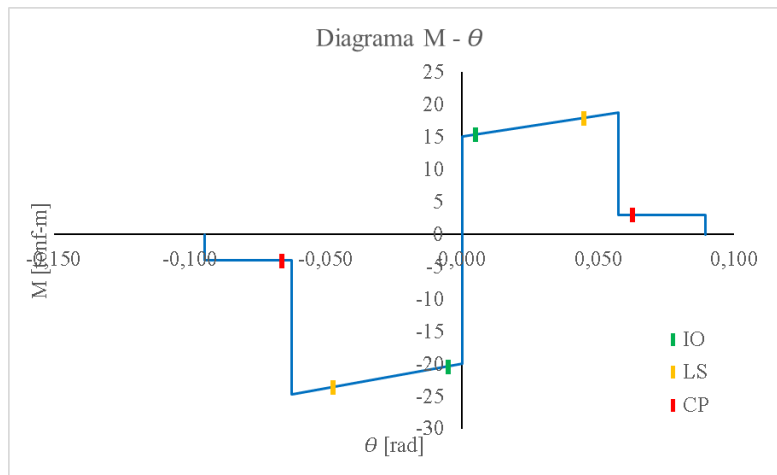
V_{BeamOE}	693534,57 N
V_{MCyDE}	121786,83 N
d	441 mm
s	60 mm
ρ_t	0,008726646
a_{nl}	0,062420511
k_{xp}	1
f'_{cE}	35,70 MPa
f_{yE}	514,85 MPa
θ_{yE}	0,008
b_{nl1}	0,075
b_{nl}	0,094
b_{nl}	0,094

Datos c_{nl}	
----------------	--

V_{BeamOE}	693534,57 N
V_{MCyDE}	121786,83 N
c_{nl}	0,2

M_y	19,989 ton-m
M_u	24,726 ton-m

IO	0,005
LS	0,047
CP	0,066



Rótula en columnas

Datos a_{nl}	
----------------	--

N_{UD}	837513,41 N
A_g	202500 mm ²
f_{cE}	35,70 MPa
A_v	392,70 mm ²
b	450 mm
s	100 mm
ρ_t	0,00873
V_{MCyDE}	366412,10 N
V_{CoIOE}	756770,27 N
$N_{UD}/A_g f_{cE}$	0,11586
V_{MCyDE}/V_{CoIOE}	0,48418
a_{nl}	0,03138

Datos b_{nl}	
----------------	--

N_{UD}	837513,41 N
A_g	202500 mm ²
ρ_t	0,00873
f_{cE}	35,70 MPa
f_{yIE}	514,85 MPa
$N_{UD}/A_g f_{cE}$	0,11586
$N_{UD}/A_g f_{cE} < 0,5$	Ok
$N_{UD}/0,8 A_g f_{cE}$	0,14483
$1/\rho_t$	115
f_{cE}/f_{yIE}	0,06933
b_{nl}	0,07129

Datos c_{nl}	
----------------	--

N_{UD}	837513,41 N
A_g	202500 mm ²
f_{cE}	36 MPa
$N_{UD}/A_g f_{cE}$	0,11586
c_{nl}	0,19365

M_y	41,10 ton-m
M_u	45,75 ton-m

IO	0,005
LS	0,036
CP	0,050

