



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

TEMA:

**“ESTUDIO SOBRE LOS EFECTOS DE COLUMNAS CAUTIVAS EN
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EVALUADAS MEDIANTE
DESEMPEÑO SÍSMICO”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

CAÑAMAR POTOSI ANDERSON DAVID
SUÁREZ MEREJILDO ANGEL GABRIEL

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PhD

LA LIBERTAD, ECUADOR

2024

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

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

TEMA:

**“ESTUDIO SOBRE LOS EFECTOS DE COLUMNAS
CAUTIVAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO
ARMADO EVALUADAS MEDIANTE DESEMPEÑO
SÍSMICO”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR:

**CAÑAMAR POTOSI ANDERSON DAVID
SUÁREZ MEREJILDO ANGEL GABRIEL**

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, Ph.D

LA LIBERTAD – ECUADOR

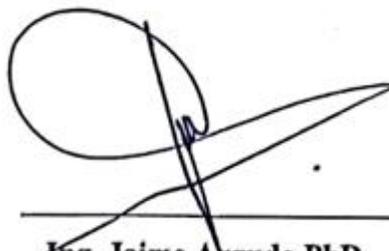
2024

UPSE

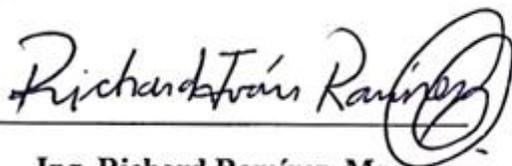
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



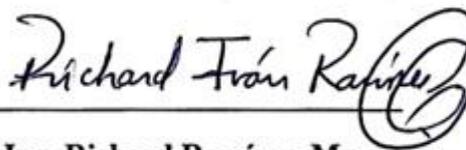
Ing. Lucrecia Moreno PhD.
DIRECTOR DE CARRERA



Ing. Jaime Argudo PhD.
DOCENTE TUTOR



Ing. Richard Ramírez, Mg.
DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Richard Ramírez, Mg.
DOCENTE UIC

DEDICATORIA

La dedico a esas personas que no tienen herramientas de estudio y sienten miedo de cumplir sus objetivos, pero mantienen la fe. Porque es la fe y la gracia de Dios lo que me permitió encontrar el camino correcto y lograr encaminarme en el momento preciso. A mi madre, quien desde pequeño me inculcó el valor del aprendizaje con su sabia frase: "La mejor herencia que puedes dejar a tu hijo es el estudio."

A todas las personas y familiares que me brindaron su apoyo, por pequeño que haya sido, cada acción generó una reacción positiva en esta etapa, cuya colaboración fue invaluable, les dedico este logro, pues de lo contrario no se hubiera conseguido.

Anderson David Cañamar Potosi

DEDICATORIA

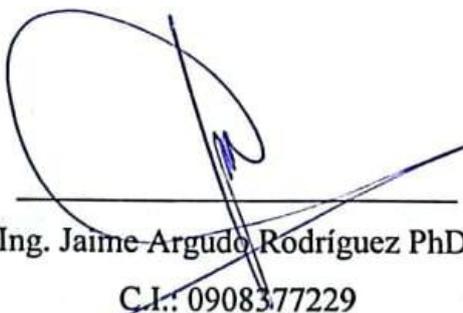
*Dedico este trabajo a mis padres, hermanos y amigos.
Gracias por el apoyo incondicional y los consejos valiosos
que me brindaron, que fueron importantes para alcanzar
esta meta tan importante en mi vida.*

Angel Gabriel Suárez Merejildo

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema “ESTUDIO SOBRE LOS EFECTOS DE COLUMNAS CAUTIVAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EVALUADAS MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO” elaborado por los estudiante Anderson David Cañamar Potosí y Angel Gabriel Suárez Merejildo, 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 COMPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 8 % de la valoración permitida.

FIRMA DEL TUTOR



Ing. Jaime Argudo Rodríguez PhD.
C.I.: 0908377229



TT Cañamar y Suarez

8%
Textos sospechosos



< 1% Similitudes

0% similitudes entre comillas
< 1% entre las fuentes mencionadas

3% Idiomas no reconocidos

5% Textos potencialmente generados por la IA

Nombre del documento: TT Cañamar y Suarez.pdf
ID del documento: fd085f0e74b57efe7dd124bdd0639eaf42b5ba1
Tamaño del documento original: 4,69 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: 38.664
Número de caracteres: 262.855

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Documento de otro usuario #13a800 El documento proviene de otro grupo 9 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (55 palabras)
2	dspace.uazuay.edu.ec https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/14583/1/20101.pdf 8 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (44 palabras)
3	Documento de otro usuario #90c3e2 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (47 palabras)
4	Tesis Alarcon y Borbor.docx Tesis Alarcon y Borbor #b6e100 El documento proviene de mi biblioteca de referencias	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (31 palabras)
5	dspace.uazuay.edu.ec https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/13390/1/18915.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (24 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	link.springer.com Effect of infill walls on seismic performance of multi-story buildi... https://link.springer.com/article/10.1007/s42107-024-01025-9	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (31 palabras)
2	Documento de otro usuario #39c229 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (32 palabras)
3	repositorio.upse.edu.ec https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/8463/1/UPSE-TIP-2022-0022.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)
4	Documento de otro usuario #4e15e8 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (27 palabras)
5	Documento de otro usuario #80a721 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (28 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas) Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

- <https://www2.ucuena.edu.ec/component/content/article/233>
- <https://doi.org/10.1016/j.hbrqj.2014.06.005>
- <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.15108.12161>
- <https://reconstruir.org.mx/wp>
- <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.18888.33287/1>

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Anderson David Cañamar Potosí y Angel Gabriel Suárez Merejildo, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado “ESTUDIO SOBRE LOS EFECTOS DE COLUMNAS CAUTIVAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EVALUADAS MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO”, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos 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,



Anderson David Cañamar Potosí

Autor de Tesis

C.I. 1005240558



Angel Gabriel Suárez Merejildo

Autor de Tesis

C.I. 2450384900

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

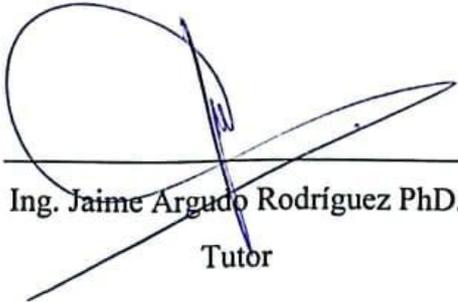
Ing. Jaime Argudo Rodríguez, PhD.

TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“ESTUDIO SOBRE LOS EFECTOS DE COLUMNAS CAUTIVAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EVALUADAS MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO”** previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por el Sr Anderson David Cañamar Potosí y el Sr. Angel Gabriel Suárez Merejildo, egresados de la carrera de 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 Rodríguez 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 **"ESTUDIO SOBRE LOS EFECTOS DE COLUMNAS CAUTIVAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EVALUADAS MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO"**, de los estudiantes: **CAÑAMAR POTOSI ANDERSON DAVID** y **SUÁREZ MEREJILDO ANGEL GABRIEL**.

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, 21 de Noviembre del 2024



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.

CI. 0915036529

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

AGRADECIMIENTOS

Primero que nada, agradezco a Dios por la salud y la oportunidad de culminar esta etapa universitaria. Gracias por darme fortaleza, inteligencia, ciencia, consejo, piedad y sabiduría para afrontar cualquier obstáculo. Me enseñaste a entender que todo problema tiene solución y que todo sucede por una razón. Guíame siempre en la toma de decisiones, incluso aquellas dolorosas, que finalmente tienen un propósito y también por mostrarme que cada acción hecha de corazón es recompensada.

A mi madre, Dolores Potosi, una gran mujer y mi mayor inspiración. Ella me inculcó principios y valores, me enseñó la fe. A mi padre José Potosi, quien me inclinó a seguir la filosófica de la Biblia de manera estricta y de gran aporte. A mi tío Miguel, quien ha estado pendiente desde mi infancia y a lo largo de mis estudios, siempre buscando lo mejor para la familia. Tíos, tías, primos, primas y toda familia quienes con sus pequeñas contribuciones de consejo fueron un apoyo incondicional para mí.

Agradezco a mi tutor por su paciencia al impartirme su conocimiento y aprendizaje en el área estructural, fue fundamental para la realización de este trabajo académico. Sus correcciones de manera imparcial y compromiso me motivaron a mejorar en el ámbito profesional desde el primer día de su clase. También agradezco a todo el grupo de maestros que conforman la carrera de Ingeniería Civil, quienes con dedicación compartieron su conocimiento, permitiéndome alcanzar la meta de convertirme en ingeniero.

Un grupo importante en mi vida durante esta etapa han sido mis amigos, conocidos, compañeros y demás amistades que aparecieron en el camino. Cada persona con la que he interactuado deja buenos recuerdos, y cada acción, por insignificante que parezca, ha contribuido en mi aprendizaje, ayudándome a crecer tanto en madurez como en conocimiento.

En este último apartado, agradezco al Ing. Alejandro Borbor, cuya contribución fue determinante para la culminación de esta tesis, no por amistad, sino por su voluntad de compartir su aprendizaje y conocimiento con personas desconocidas. Son pocos los que poseen esa generosidad

Anderson David Cañamar Potosi

AGRADECIMIENTOS

Primero quiero comenzar agradeciendo a Dios por permitirme completar esta etapa de mi vida y darme la sabiduría necesaria para culminar este proyecto. Todo propósito llevado de la mano de Dios se puede cumplir.

A mis familiares, especialmente a mis padres, Sabino Suárez y Angélica Merejildo, por el apoyo que me brindaron en todo momento. Gracias por inculcarme buenos valores y permitirme estar donde me encuentro hoy. Siempre confiaron en mí, y esta meta no es solo mía, sino también fruto del esfuerzo de ellos. A mis hermanos, que de una u otra manera me alentaron a seguir adelante para que pudiera terminar lo que empecé.

A mi tutor, el Ing. Jaime Argudo, por sus enseñanzas y apoyo durante todo el trayecto de este proyecto. Por su paciencia y consejos que me ayudaron a crecer profesionalmente. También quisiera agradecer a los docentes que fueron parte de mi formación académica durante toda mi carrera, de quienes aprendí mucho sobre lo maravilloso que es esta profesión.

A mis amigos, especialmente a Doménica Tigrero, Michelle Tomalá, Karen Falcones, Dave Prudente y Anthony Rodríguez, por compartir conmigo su amistad durante toda la carrera. Llenamos esos años de risas, desvelos y sobre todo aprendizaje, dejando recuerdos imborrables. Gracias por enseñarme a no rendirme y alentarme a lograr mis objetivos.

Angel Gabriel Suárez Merejildo

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	xviii
LISTA DE TABLAS	xxiii
RESUMEN.....	xxvii
ABSTRACT	xxviii
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	29
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	31
1.2. ANTECEDENTES	32
1.3. HIPÓTESIS	36
1.3.1. <i>Hipótesis General.</i>	36
1.3.2. <i>Hipótesis específicas.</i>	36
1.4. OBJETIVOS	36
1.4.1. <i>Objetivo General.</i>	36

1.4.2.	<i>Objetivos Específico</i>	37
1.5.	ALCANCE	37
1.6.	VARIABLES.....	38
1.6.1.	<i>Variables Dependientes</i>	38
1.6.2.	<i>Variables Independientes</i>	38
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....		39
2.1.	DESEMPEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL	39
2.2.	COLUMNA CORTA	39
2.2.1.	<i>Efecto de columna corta (ECC)</i>	40
2.3.	CARGAS EN UNA COLUMNA	41
2.3.1.	<i>Cargas verticales</i>	41
2.3.2.	<i>Cargas horizontales o laterales</i>	41
2.4.	RESISTENCIA REQUERIDA EN PÓRTICO CON COLUMNA CORTA	43
2.5.	COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y DISEÑO DE COLUMNAS CAUTIVAS.....	45
2.5.1.	<i>Mecanismo de falla frágil por cortante</i>	46
2.5.2.	<i>Cortante a flexión</i>	49
2.5.3.	<i>Cortante Nominal</i>	53
2.6.	MAMPOSTERÍA	55
2.6.1.	<i>Consideraciones generales</i>	55
2.6.2.	<i>Propiedades mecánicas</i>	55
2.6.3.	<i>Mampostería de relleno no confinada</i>	56
2.6.4.	<i>Fallas en la mampostería de relleno</i>	57
2.7.	MÉTODO DE ANÁLISIS.....	57
2.7.1.	<i>Método de Mainstone (1971)</i>	57
2.7.2.	<i>Método de Mainstone (1974)</i>	58
2.7.3.	<i>Método de Bazán-Meli (1980)</i>	59
2.8.	SISTEMA ESTÁTICO EQUIVALENTE.....	60

2.9. DISEÑO SÍSMICO	60
2.9.1. <i>Zonificación sísmica en el Ecuador.....</i>	60
2.9.2. <i>Tipos de Perfiles de Suelos.....</i>	61
2.9.3. <i>Espectro de diseño.</i>	61
2.9.4. <i>Configuración Estructural.....</i>	63
2.9.5. <i>Configuraciones Regulares.....</i>	63
2.9.6. <i>Configuraciones irregulares no recomendadas.</i>	64
2.10. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	65
2.10.1. <i>Análisis estático no lineal.....</i>	67
2.11. COMPORTAMIENTO SÍSMICO INELÁSTICO	68
2.11.1. <i>Modelo estructural.....</i>	69
2.11.2. <i>Parámetro de validación y diseño.</i>	72
2.12. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MATERIALES	73
2.12.1. <i>Curva esfuerzo-deformación.....</i>	73
2.12.2. <i>Modelo Mander.</i>	74
2.12.3. <i>Modelo de Honstad para concreto simples.</i>	75
2.12.4. <i>Modelo para el Acero de refuerzo.....</i>	75
2.13. MOMENTO CURVATURA.....	76
2.13.1. <i>Determinación aproximada de la relación momento – curvatura.</i> 78	
2.13.2. <i>Rotulas Plásticas.....</i>	78
2.13.3. <i>Método de capacidad-espectro de linealización equivalente de ATC-40.</i> 80	
2.13.4. <i>Comportamiento histerético.</i>	81
CAPITULO III: METODOLOGÍA	83
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	83
3.1.1. <i>Tipo de investigación.....</i>	83
3.1.2. <i>Nivel de investigación.....</i>	83
3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	83

3.2.1.	<i>Método de investigación.</i>	83
3.2.2.	<i>Enfoque de la investigación.</i>	84
3.2.3.	<i>Diseño de la investigación.</i>	84
3.3.	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO	84
3.3.1.	<i>Población.</i>	84
3.3.2.	<i>Muestra.</i>	84
3.3.3.	<i>Muestreo.</i>	84
3.4.	ESPECIFICACIONES GENERALES DE LA EDIFICACIÓN	85
3.4.1.	<i>Modelo base de la estructura.</i>	85
3.5.	DESCRIPCIÓN DE MATERIALES	88
3.5.1.	<i>Hormigón.</i>	88
3.5.2.	<i>Acero de refuerzo.</i>	88
3.5.3.	<i>Mampostería.</i>	89
3.6.	CARGAS	89
3.6.1.	<i>Cargas muertas.</i>	89
3.6.2.	<i>Cargas vivas.</i>	90
3.7.	PREDIMENSIONAMIENTO	91
3.7.1.	<i>Columnas.</i>	91
3.7.2.	<i>Vigas.</i>	91
3.7.3.	<i>Escalera.</i>	93
3.7.4.	<i>Puntal de mampostería.</i>	95
3.8.	CARGA SOBREIMPUESTA EN LAS VIGAS	96
3.9.	MÉTODO BASADO EN FUERZAS	97
3.9.1.	<i>Espectro de diseño inelástico.</i>	97
3.9.2.	<i>Factor de reducción de resistencia sísmica R.</i>	98
3.9.3.	<i>Factor de importancia I.</i>	98
3.9.4.	<i>Factores de configuración estructural (ϕ_p, ϕ_e).</i>	98
3.9.5.	<i>Cortante basal de diseño.</i>	99

3.9.6.	<i>Periodo de Vibración.....</i>	99
3.9.7.	<i>Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....</i>	100
3.9.8.	<i>Derivas de pisos en estructuras.....</i>	101
3.9.9.	<i>Torsión en estructura.....</i>	102
3.10.	PREDISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	102
3.10.1.	<i>Diseño de vigas sometidas a flexión.....</i>	102
3.10.2.	<i>Diseño de vigas sometidas a cortante.....</i>	104
3.10.3.	<i>Resistencia a flexión en columnas.....</i>	105
3.10.2.	<i>Diseño de columna sometido a cortante.....</i>	111
3.11.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	113
3.11.1.	<i>Propiedades esperadas de los materiales.....</i>	113
3.11.2.	<i>Rigidez efectiva de vigas y columnas para análisis no lineal.....</i>	114
3.11.3.	<i>Momento curvatura modelado en forma de rótulas plásticas.....</i>	114
3.11.4.	<i>Cargas aplicadas.....</i>	122
3.11.5.	<i>Curva Capacidad.....</i>	123
3.11.6.	<i>Método del espectro de capacidad.....</i>	125
3.12.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	126
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		128
4.1.	RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA DEL DISEÑO SISMORESISTENTE.....	128
4.1.1.	<i>Modelo 1.....</i>	128
4.1.2.	<i>Modelo 2.....</i>	148
4.2.	RESULTADOS DEL CALCULO DE ROTULAS PLÁSTICAS (O.E.2) 159	
4.2.1.	<i>Modelo 1.....</i>	159
4.2.2.	<i>Modelo 2.....</i>	171
4.3.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (O.E.3) 179	
4.3.1.	<i>Modelo 1.....</i>	179

4.3.2. <i>Modelo 2</i>	185
4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	191
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	194
5.1. CONCLUSIONES	194
5.2. RECOMENDACIONES	195
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	196

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
<i>Figura 1 Efectos de columna corta producido en un elemento estructural.....</i>	40
<i>Figura 2 Cargas verticales en una estructura</i>	41
<i>Figura 3 Fuerzas horizontales en una estructura</i>	42
<i>Figura 4 Las deformaciones asociadas a la carga interna</i>	42
<i>Figura 5 Pórtico con la carga horizontal aplicada en el nodo 1-A.....</i>	43
<i>Figura 6 Reacciones de carga axial y cortante.....</i>	44
<i>Figura 7 Diagrama de cortante</i>	45
<i>Figura 8 Diagrama de fuerza y deformación.....</i>	45
<i>Figura 9 Amplificación de Mu en columna corta</i>	46
<i>Figura 10 Pórticos con deformación libre</i>	47
<i>Figura 11 Pórticos restringidos con menor deformación libre.....</i>	48
<i>Figura 12 Diagrama de interacción flexión-carga axial.....</i>	49
<i>Figura 13 Obtención del Mn mediante la carga axial (Pn) del software</i>	51
<i>Figura 14 Espaciamiento de acero transversal según el ACI 318.....</i>	54
<i>Figura 15 Relaciones típicas de la curva tensión-deformación para mortero, mampostería y ladrillo.....</i>	55
<i>Figura 16 Representación típica de la diagonal equivalente</i>	57
<i>Figura 17 Representación del análisis estático en una estructura</i>	60
<i>Figura 18 Espectro de diseño</i>	62
<i>Figura 19 Configuración estructural recomendada.....</i>	63
<i>Figura 20 Configuraciones estructurales no recomendadas</i>	64
<i>Figura 21 Coeficiente de irregularidad en elevación</i>	65
<i>Figura 22 Procesos para obtener la curva capacidad en un sistema SDOF</i>	68
<i>Figura 23 Esquema tridimensional de un modelo estructural inelástico desarrollado a partir de propiedades de los componentes</i>	69
<i>Figura 24 Comportamiento histerético y su relación con los comportamientos de fuerza vs deformación</i>	70
<i>Figura 25 Curvas idealizadas de capacidad local.....</i>	71
<i>Figura 26 Curvas capacidad local.....</i>	72
<i>Figura 27 Curva principal para datos experimentales</i>	73

<i>Figura 28 Comparación de los modelos esfuerzo - deformación para un concreto simple y uno confinado</i>	<i>74</i>
<i>Figura 29 Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado</i>	<i>75</i>
<i>Figura 30 Curva de acero de esfuerzo y deformación.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 31 Puntos notables del diagrama momento – curvatura.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 32 Curvatura de un elemento</i>	<i>77</i>
<i>Figura 33 Aproximación en diagramas momento – curvatura.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 34 Relación de momento-giro para las rotulas plásticas</i>	<i>79</i>
<i>Figura 35 Colocación de rotulas plásticas</i>	<i>79</i>
<i>Figura 36 Método Capacidad-Espectro de linealización equivalente, en relación con la figura del ATC-40</i>	<i>81</i>
<i>Figura 37 La energía histerético inelástica disipada por acciones.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 38 Vista 3D de la estructura con columnas cortas, “caso de estudio”..</i>	<i>85</i>
<i>Figura 39 Distribución de planta arquitectónica, “caso de estudio”.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 40 Distribución arquitectónica del P1 al P7 del edificio, “caso de estudio”</i>	<i>87</i>
<i>Figura 41 Detalles de la sección de la viga sometido a flexión.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 42 Diseño escalera</i>	<i>93</i>
<i>Figura 43 Detalles del escalón</i>	<i>94</i>
<i>Figura 44 Coeficiente de irregularidad en planta</i>	<i>102</i>
<i>Figura 45 Deformaciones unitarias</i>	<i>107</i>
<i>Figura 46 Factor de reducción de resistencia, para combinación de fuerza axial y Momento</i>	<i>108</i>
<i>Figura 47 Variación de Φ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t.....</i>	<i>109</i>
<i>Figura 48 Diagrama de cuerpo libre de los momentos probables en columna</i>	<i>112</i>
<i>Figura 49 Diagrama carga vs deformación para modelo de rotulas plásticas</i>	<i>116</i>
<i>Figura 50 Factor K.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 51 Curva capacidad</i>	<i>124</i>
<i>Figura 52 Punto de desempeño</i>	<i>125</i>
<i>Figura 53 Modelos utilizados para el caso de estudio</i>	<i>128</i>
<i>Figura 54 Dimensiones de losa</i>	<i>129</i>
<i>Figura 55 Diagrama de interacción de la columna C1 dirección x.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 56 Diagrama de interacción de la columna C1 dirección y.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 57 Diagrama de interacción de la columna C2 dirección x.....</i>	<i>143</i>

<i>Figura 58 Diagrama de interacción de la columna C2 dirección y.....</i>	<i>144</i>
<i>Figura 59 Diagrama de interacción de la columna C3 dirección x.....</i>	<i>144</i>
<i>Figura 60 Diagrama de interacción de la columna C3 dirección y.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 61 Diagrama de interacción de la columna C4 dirección x.....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 62 Diagrama de interacción de la columna C4 dirección y.....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 63 Diagrama momento - rotación para V1-X.....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 64 Diagrama momento - rotación para V2-X.....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 65 Diagrama momento - rotación para V1-Y.....</i>	<i>161</i>
<i>Figura 66 Diagrama momento - rotación para V2-Y.....</i>	<i>162</i>
<i>Figura 67 Diagrama momento - rotación para VC1-X.....</i>	<i>162</i>
<i>Figura 68 Diagrama momento - rotación para VC2-X.....</i>	<i>163</i>
<i>Figura 69 Diagrama momento - rotación para VC1-Y.....</i>	<i>164</i>
<i>Figura 70 Diagrama momento - rotación para C1 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>165</i>
<i>Figura 71 Diagrama momento - rotación para C1 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>165</i>
<i>Figura 72 Diagrama momento - rotación para C2 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>166</i>
<i>Figura 73 Diagrama momento - rotación para C1 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 74 Diagrama momento - rotación para C3 central con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 75 Diagrama momento - rotación para C3 central con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 76 Diagrama momento - rotación para C3 de borde con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 77 Diagrama momento - rotación para C3 de borde con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 78 Diagrama momento - rotación para C4 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura 79 Diagrama momento - rotación para C4 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>171</i>
<i>Figura 80 Asignación de rótulas en columna con presencia de columna corta.....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 81 Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C1 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 82 Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C1 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>173</i>

<i>Figura 83 Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C1 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>174</i>
<i>Figura 84 Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C1 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>174</i>
<i>Figura 85 Diagrama momento - rotación de la columna corta C2 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>175</i>
<i>Figura 86 Diagrama momento - rotación de la columna corta C2 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>176</i>
<i>Figura 87 Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C3 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>176</i>
<i>Figura 88 Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C3 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>177</i>
<i>Figura 89 Diagrama momento - rotación de la columna corta C4 con carga axial de 0 ton en sentido X.....</i>	<i>178</i>
<i>Figura 90 Diagrama momento - rotación de la columna corta C4 con carga axial de 0 ton en sentido Y.....</i>	<i>178</i>
<i>Figura 91 Rotulas generadas en el eje 1, Modelo 1.....</i>	<i>179</i>
<i>Figura 92 Rotulas generadas en el eje 2, Modelo 1.....</i>	<i>180</i>
<i>Figura 93 Rotulas generadas en el eje 3, Modelo 1.....</i>	<i>180</i>
<i>Figura 94 Rotulas generadas en el eje A, Modelo 1.....</i>	<i>181</i>
<i>Figura 95 Rotulas generadas en el eje B, Modelo 1.....</i>	<i>181</i>
<i>Figura 96 Curva de capacidad del Modelo 1, sentido X.....</i>	<i>182</i>
<i>Figura 97 Curva de capacidad del Modelo 1, sentido Y.....</i>	<i>182</i>
<i>Figura 98 Punto de desempeño Modelo 1, sentido X.....</i>	<i>183</i>
<i>Figura 99 Punto de desempeño Modelo 1, sentido Y.....</i>	<i>183</i>
<i>Figura 100 Estado del punto de desempeño Modelo 1, sentido X.....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 101 Estado del punto de desempeño Modelo 1, sentido Y.....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 102 Rotulas generadas en el eje 1, Modelo 2.....</i>	<i>185</i>
<i>Figura 103 Rotulas generadas en el eje 2, Modelo 2.....</i>	<i>186</i>
<i>Figura 104 Rotulas generadas en el eje 3, Modelo 2.....</i>	<i>186</i>
<i>Figura 105 Rotulas generadas en el eje A, Modelo 2.....</i>	<i>187</i>
<i>Figura 106 Rotulas generadas en el eje B, Modelo 2.....</i>	<i>187</i>
<i>Figura 107 Curva de capacidad del Modelo 2, sentido X.....</i>	<i>188</i>
<i>Figura 108 Curva de capacidad del Modelo 2, sentido Y.....</i>	<i>188</i>
<i>Figura 109 Punto de desempeño Modelo 2, sentido X.....</i>	<i>189</i>
<i>Figura 110 Punto de desempeño Modelo 2, sentido Y.....</i>	<i>190</i>

<i>Figura 111 Estado del punto de desempeño Modelo 2, sentido X</i>	<i>190</i>
<i>Figura 112 Estado del punto de desempeño Modelo 2, sentido Y.....</i>	<i>191</i>

LISTA DE TABLAS

	<i>Pág.</i>
<i>Tabla 1 Módulos de elasticidad de la mampostería</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 2 Factor Z.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 3 Daños por nivel de desempeño</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 4 Niveles de riesgo sísmico</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 5 Propiedades del hormigón.....</i>	<i>88</i>
<i>Tabla 6 Propiedades del acero de refuerzo</i>	<i>88</i>
<i>Tabla 7 Propiedades de la mampostería.....</i>	<i>89</i>
<i>Tabla 8 Carga muerta Piso 1-7.....</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 9 Carga muerta de cubierta.....</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 10 Carga viva</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 11 Altura mínima de vigas no presforzadas</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 12 Carga aplicada a las vigas P1-7.....</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 13 Carga aplicada a las vigas de cubierta</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 14 Datos para el espectro inelástico</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 15 Factores para el Sa (Ta).....</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 16 Datos para el periodo de vibración</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 17 Valores para el coeficiente k</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 18 Derivas de piso</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 19 Espaciamiento de estribos zona confinada.....</i>	<i>105</i>
<i>Tabla 20 Requisitos mínimos para las dimensiones de columnas</i>	<i>109</i>
<i>Tabla 21 Longitud en la zona de confinamiento</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 22 Espaciamiento de estribos dentro de la zona confinamiento.....</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 23 Espaciamiento de estribos fuera de la zona confinamiento.....</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 24 Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal</i>	<i>114</i>
<i>Tabla 25 Criterios de aceptación para vigas</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 26 Criterios de aceptación para columnas.....</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 27 Cuadro de operacionalización de variables</i>	<i>126</i>
<i>Tabla 28 Dimensiones de vigas de la estructura.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 29 Dimensiones de columnas de la estructura</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 30 Dimensiones de perfiles de acero</i>	<i>130</i>

<i>Tabla 31 Periodos de vibración modelo 1</i>	131
<i>Tabla 32 Peso sísmico</i>	132
<i>Tabla 33 Cortante Basal del modelo 1</i>	133
<i>Tabla 34 Chequeo de derivas máximas para Sismo X</i>	133
<i>Tabla 35 Chequeo de derivas máximas para Sismo Y</i>	134
<i>Tabla 36 Chequeo de irregularidad torsional Sismo X</i>	135
<i>Tabla 37 Chequeo de irregularidad torsional Sismo Y</i>	135
<i>Tabla 38 Chequeo de efectos P- Δ Sismo X</i>	136
<i>Tabla 39 Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y</i>	136
<i>Tabla 40 Acero longitudinal en vigas del P1-P7</i>	137
<i>Tabla 41 Acero longitudinal en vigas cubierta</i>	137
<i>Tabla 42 Cortante calculado para la V1-X</i>	138
<i>Tabla 43 Cortante calculado para la V2-X</i>	138
<i>Tabla 44 Cortante calculado para la V1-Y</i>	139
<i>Tabla 45 Cortante calculado para la V2-Y</i>	139
<i>Tabla 46 Cortante calculado para la VC1-X</i>	139
<i>Tabla 47 Cortante calculado para la VC2-X</i>	140
<i>Tabla 48 Cortante calculado para la VC1-Y</i>	140
<i>Tabla 49 Confinamiento de estribos en zona 2H para vigas del P1-P7</i>	140
<i>Tabla 50 Confinamiento de estribos en zona 2H para vigas de cubierta</i>	141
<i>Tabla 51 Columna fuerte viga débil de la columna C1</i>	142
<i>Tabla 52 Columna fuerte viga débil de la columna C2</i>	143
<i>Tabla 53 Columna fuerte viga débil de la columna C3</i>	144
<i>Tabla 54 Columna fuerte viga débil de la columna C4</i>	145
<i>Tabla 55 Confinamiento de estribos para la columna C1</i>	147
<i>Tabla 56 Confinamiento de estribos para la columna C2</i>	147
<i>Tabla 57 Confinamiento de estribos para la columna C3</i>	148
<i>Tabla 58 Confinamiento de estribos para la columna C3</i>	148
<i>Tabla 59 Dimensiones del puntal equivalente</i>	149
<i>Tabla 60 Carga aplicada al puntal equivalente</i>	149
<i>Tabla 61 Periodos de vibración modelo 2</i>	150
<i>Tabla 62 Cortante Basal del modelo 2</i>	151
<i>Tabla 63 Chequeo de derivas máximas para Sismo X</i>	152
<i>Tabla 64 Chequeo de derivas máximas para Sismo Y</i>	152

<i>Tabla 65 Chequeo de irregularidad torsional Sismo X</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 66 Chequeo de irregularidad torsional Sismo Y.....</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 67 Chequeo de efectos P- Δ Sismo X</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 68 Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y.....</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 69 Confinamiento de estribos para la columna corta C1, eje 1 y 5.....</i>	<i>156</i>
<i>Tabla 70 Confinamiento de estribos para la columna corta C1, eje A e I.....</i>	<i>156</i>
<i>Tabla 71 Confinamiento de estribos para la columna C2 centrales (1).....</i>	<i>157</i>
<i>Tabla 72 Confinamiento de estribos para la columna corta C2 centrales (2)</i>	<i>157</i>
<i>Tabla 73 Confinamiento de estribos para la columna corta C3, eje A e I.....</i>	<i>158</i>
<i>Tabla 74 Confinamiento de estribos para la columna C3, eje B y H.....</i>	<i>158</i>
<i>Tabla 75 Confinamiento de estribos para la columna corta C3, eje B y H.....</i>	<i>159</i>
<i>Tabla 76 Datos para el modelado de rotula para la V1-X</i>	<i>159</i>
<i>Tabla 77 Datos para el modelado de rotula para la V2-X</i>	<i>160</i>
<i>Tabla 78 Datos para el modelado de rotula para la V1-Y.....</i>	<i>161</i>
<i>Tabla 79 Datos para el modelado de rotula para la V2-Y.....</i>	<i>161</i>
<i>Tabla 80 Datos para el modelado de rotula para la VC1-X.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 81 Datos para el modelado de rotula para la VC2-X.....</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 82 Datos para el modelado de rotula para la VC1-Y.....</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 83 Datos para el modelado de rotula para C1, sentido X.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabla 84 Datos para el modelado de rotula para C1, sentido Y</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 85 Datos para el modelado de rotula para C2, sentido X.....</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 86 Datos para el modelado de rotula para C2, sentido Y</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 87 Datos para el modelado de rotula para C3 central, sentido X.....</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 88 Datos para el modelado de rotula para C3 central, sentido Y.....</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 89 Datos para el modelado de rotula para C3 de borde, sentido X.....</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 90 Datos para el modelado de rotula para C3 de borde, sentido Y</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 91 Datos para el modelado de rotula para C4, sentido X.....</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 92 Datos para el modelado de rotula para C4, sentido Y</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 93 Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C1, sentido X.....</i>	<i>172</i>
<i>Tabla 94 Datos para el modelado de rotula de la columna corta C1, sentido Y</i>	<i>173</i>
<i>Tabla 95 Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C1, sentido X.....</i>	<i>173</i>

<i>Tabla 96 Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C1, sentido Y.....</i>	<i>174</i>
<i>Tabla 97 Datos para el modelado de rotula de la columna corta C2, sentido X</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 98 Datos para el modelado de rotula de la columna corta C2, sentido Y</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 99 Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C3, sentido X.....</i>	<i>176</i>
<i>Tabla 100 Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C3, sentido Y.....</i>	<i>177</i>
<i>Tabla 101 Datos para el modelado de rotula de la columna corta C4, sentido X</i>	<i>177</i>
<i>Tabla 102 Datos para el modelado de rotula de la columna corta C4, sentido Y</i>	<i>178</i>

“ESTUDIO SOBRE LOS EFECTOS DE COLUMNAS CAUTIVAS
EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EVALUADAS
MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO”

Autores: Cañamar Potosí Anderson

Suárez Merejildo Angel

Tutor: Ing. Argudo Rodríguez Jaime PhD.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación aborda la influencia de las columnas cortas en la ductilidad y resistencia de una estructura. Se realizó un análisis que implica cumplir con la fuerza cortante requerida en la columna corta, mediante los parámetros establecidos en el ACI 318-19 para el cálculo de acero transversal. Este análisis se llevó a cabo mediante el método estático no lineal, basadas en las normativas ASCE 41-23 y ACI 369.1. El modelado de la estructura se realizó a través del software Etabs, para conocer su curva de capacidad y punto de desempeño. Los resultados indican que, aunque la estructura presenta una sobre-resistencia y ductilidad limitada, cumple con los requisitos de sismo-resistencia, permitiendo que la estructura soporte un sismo de diseño sin colapsar. Sin embargo, una gran cantidad de acero transversal no garantiza una adecuada plastificación de los elementos. Además, la curva de capacidad del caso de estudio revela que la falla de la estructura será de forma frágil debido a su limitada capacidad de deformación.

PALABRAS CLAVE: (columnas cortas, pushover, ductilidad, punto de desempeño, ASCE 41-23)

“STUDY ON THE EFFECTS OF CAPTIVE COLUMNS IN
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES EVALUATED BY
SEISMIC PERFORMANCE”

Autores: Cañamar Potosí Anderson

Suárez Merejildo Angel

Tutor: Ing. Argudo Rodríguez Jaime PhD.

ABSTRACT

This thesis addresses the influence of short columns on the ductility and strength of a structure. An analysis was performed that involves meeting the required shear force in the short column, using the parameters established in ACI 318-19 for the calculation of transverse steel. This analysis was carried out using the nonlinear static method, based on the ASCE 41-23 and ACI 369.1 standards. The structure was modeled using the Etabs software, to determine its capacity curve and performance point. The results indicate that, although the structure has limited over-strength and ductility, it meets the earthquake-resistance requirements, allowing the structure to withstand a design earthquake without collapsing. However, a large amount of transverse steel does not guarantee adequate plastification of the elements. In addition, the capacity curve of the case study reveals that the failure of the structure will be fragile due to its limited deformation capacity.

KEYWORDS: *(short columns, pushover, ductility, yield point, ASCE 41-23)*

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

La formación de columnas cautivas en las estructuras de hormigón armado es una de las causas más comunes de daños estructurales provocados por la actividad sísmica. Generalmente, este tipo de patologías pueden presentarse en estructuras como instituciones educativas, hospitales, edificaciones residenciales y otras construcciones especiales donde exista una arquitectura de columnas de corta longitud libre.

Las columnas ayudan a disipar la energía sísmica a través de su deformación lateral por flexión. Durante las cargas sísmicas laterales las columnas cautivas se comportan de tal manera que se produce una deriva en porcentaje mayor en la parte libre debido a la reducción de su longitud efectiva. Esto provoca una falla por esfuerzos cortantes. El diseño sísmico de este elemento implica conocer la capacidad que debe tener la columna para soportar dichos esfuerzos.

Este efecto se genera a través de su arquitectura y se conoce como “Efecto de Columna Corta” (ECC). Puede ocurrir por diversas causas, entre las más destacadas se encuentran: ventanas altas tipo banda, pendiente de una colina, rampas para parqueaderos o escaleras y la inclusión de mezanines.

Es fundamental identificar y comprender las fuerzas que pueden causar daños, especialmente al diseñar nuevas estructuras, considerando los reglamentos que abordan eventos sísmicos de alta intensidad. Por ello, en un modelo analítico realizado por Vega Martínez et al. (2022), se hizo énfasis en la cimentación, centrado en las cadenas de amarre que, al estar a cierta altura, provoca el ECC. Como resultado, se obtuvo que entre menor es la altura de la columna, mayor era el incremento del esfuerzo cortante.

Una de las causas se debe a la presencia de taludes en la zona donde se pretende realizar un proyecto, y este a su vez debe ajustarse a la situación presentada. En algunos otros casos, se encuentran losas inclinadas las cuales son usadas como rampas para los estacionamientos o algún diseño arquitectónico que se ajuste a la topografía del terreno (Farghaly, 2014).

Otra situación común se produce al instalar grandes ventanales, dejando espacios libres. Cuanto menor sea el espacio libre, mayor será el daño, ya que la rigidez del muro de mampostería aumenta la fuerza cortante hacia la columna, lo que puede afectar el nodo formado por la viga y la columna, ocasionando daños graves a la estructura. Además, las fallas por columnas cortas también pueden ser consecuencia de la instalación de columnas de diferentes dimensiones en la zona de la cubierta, debido a la inclinación requerida (Suárez, 2020).

Un segundo aspecto de gran importancia a considerar es la combinación de baja ductilidad y alta resistencia en las estructuras. Esta situación puede ocurrir cuando se usan Hormigones de Alta Resistencia (HAR), que presentan una demanda de baja capacidad de deformación, es decir, que su capacidad de disipar la energía de un sismo es reducida. El problema relacionado con el comportamiento poco dúctil generalmente surge cuando se incluyen columnas de HAR en zonas de alta sismicidad, ya que puede provocar un fallo frágil y, a su vez, el colapso de la estructura (Lahera, 2018).

Cuando se analizan estructuras, con elemento con ECC, existen diversas metodologías que permiten conocer el nivel de desempeño y el factor de comportamiento de las estructuras. Este método puede aplicarse de forma estática y dinámica, y es adecuado tanto para el rango elástico o inelástico de los materiales (Cagua Gómez et al., 2022). En el caso de un modelo inelástico no lineal, se utiliza un enfoque que considera la zona de plasticidad concentrada en el material, tanto para columnas y vigas. El objetivo es tener en cuenta la degradación de la resistencia del material (Flores Vega, 2021). Cabe destacar que el método más recomendado por simplicidad es el método de análisis estático no lineal (AENL) más conocido como método Pushover.

El método Pushover es un procedimiento de análisis estructural que permite determinar la capacidad de resistencia de un edificio frente acciones sísmicas con comportamiento elasto-plástico. Este método consiste en aplicar un patrón estático de cargas laterales sobre la estructura e incrementarla de forma monotónica hasta llevar a la estructura al colapso. Con este enfoque, se realiza la comparación entre los espectros de demanda y los espectros de diseño; el punto donde se interceptan la Demanda con la Capacidad define el estado de daño estructural, y el

desplazamiento obtenido puede compararse con un desplazamiento inelástico, que está asociado con la deriva del piso de la estructura, proporcionando información eficiente para identificar posibles puntos débiles que requieran refuerzo (Saavedra, 2018).

En este trabajo de titulación se propone un proyecto arquitectónico en el que prevalece el ECC, a través de ventanas tipo banda. Se realiza un análisis sismo-resistente de tipo estático no lineal y un diseño sísmico por desempeño, con el fin de que la estructura cumpla con los parámetros establecidos en la norma ecuatoriana de diseño sísmico (NEC-SE-DS). El AENL es especificado con las normas de rehabilitación de estructuras: NEC-SE-RE, ASCE 41-23 y ACI 319, para la inclusión de rotulas plásticas en los elementos y se llevará a cabo mediante un modelamiento con software ETABS, con el objetivo de conocer el punto de desempeño y las fallas que se generarán a causa de las columnas cortas incorporadas, proponiendo soluciones para resistir la fuerza cortante, preservando la ductilidad global y la estabilidad de la estructura.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Las normas de construcción han mejorado significativamente a lo largo de los años en lo que respecta a edificios sismo-resistentes. Sin embargo, persiste una notable deficiencia en el conocimiento y la aplicación de las normativas para estructuras irregulares, especialmente en el análisis relacionado con columnas cortas. Estos problemas son comunes durante eventos sísmicos y ponen en riesgo la seguridad de diversas estructuras en Ecuador y América Latina, ya que en investigaciones sobre terremotos evidencian esta falla en múltiples edificaciones de Latinoamérica debido al uso de mampostería no reforzada en las paredes.

En la mayoría de las regiones del Ecuador, existe un riesgo sísmico significativo debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo tanto, es crucial aplicar una estricta verificación de normas de construcción. Aunque los edificios no convencionales en Ingeniería Civil pueden ser construidos en cualquier tipo de terreno y topografía, en el país se han registrado pocos casos de este tipo de obras, las cuales han sufrido daños parcialmente durante fenómenos telúricos debido a la falta de diseño sísmico para las columnas cortas o cautivas. La sección corta de dichas columnas experimenta rupturas debido a la acumulación de esfuerzos

cortantes en su longitud libre, que se ve reducida por confinamiento lateral incompleto a lo largo de toda su altura.

En cuanto al tipo de suelo, es fundamental considerar la presencia de suelos flexibles cuando se trata de evaluar el desempeño estructural. Por ello, se utiliza un perfil de suelo blando tipo E, que puede incluir efectos de amplificación de la demanda sísmica en los elementos estructurales. De esta manera, se podrá evaluar de forma más crítica el comportamiento y desempeño de las estructuras ante el sismo de diseño.

A partir del caso de estudio, se formulan las siguientes preguntas: ¿Cómo se puede alcanzar una ductilidad óptima en los efectos de columna corta cuando su desplazamiento está restringido? ¿Es posible resistir los esfuerzos cortantes en las columnas cautivas? ¿Cuál será el nivel de daño que presentará la estructura del caso de estudio?

1.2. ANTECEDENTES

El ECC se caracteriza por provocar que la columna cautiva alcance primero la resistencia a corte del hormigón y no primero su resistencia última a flexión con la fluencia del acero. Por lo tanto, es necesario tomar precauciones en caso de que en su arquitectura se definan columnas de este tipo. Se deben minimizar los posibles daños sin comprometer la integridad estructural.

El artículo realizado por Pinho et al. (2023), titulado “Seismic Performance Evaluation and Comparative Study of Reinforced Concrete Building on a Sloped Terrain with Regual Building by Considering the Effect of URM Infill Wall”, realizado en la India, está enfocado en una comparación entre la vulnerabilidad sísmica de una estructura ubicada en un terreno inclinado y una estructura asentada sobre un terreno plano, con y sin muros de relleno, tomando en cuenta aquellos edificios de hormigón armado (RC) que se encuentran situados en las regiones montañosas. El modelado se llevó a cabo en el software SAP2000, aplicando el AENL con base a las directrices tomadas de ATC 40 y los niveles de daño establecidos por la normativa americana ASCE 41-06. Los resultados obtenidos en el análisis señalan que las estructuras escalonadas sin muros de relleno son más susceptibles a sufrir fallas debido a que son más flexibles, mientras que las

escalonadas con relleno presentan menos daños. Las columnas cortas generadas a través de la pendiente hacen que la estructura sea más propensa a sufrir daños en su base. Se concluye que es preferible rigidizar con muros de relleno para que la estructura tenga un correcto comportamiento y que se debe considerar cuidadosamente la interacción suelo-estructura para realizar evaluaciones más precisas.

En la investigación realizada por Beuperthuy Urich & Urich (2011), titulada “El efecto de Columna Corta Estudio de Casos”, se establece que el ECC no solamente puede ser provocada por terremotos, sino también ocurre debido al fuego. En este último caso, la deriva en las columnas se origina por la expansión térmica desigual entre el piso expuesto al calor de las llamas durante un incendio. En otro caso de estudio el ECC ocurrió por fluctuaciones en la temperatura ambiente, un caso poco común que se detectó en un edificio situado en Caracas. En este caso, se consideraron como posibles causas de esta patología, los efectos telúricos y de incendios, pero tras investigar el historial de dicha estructura, se descartaron ambas hipótesis. A través de un análisis matemático, se comprobó que una variación de tan solo 12°C en la temperatura ambiente fue suficiente para generar deformaciones y tensiones cortantes en las secciones de las columnas cortas o cautivas. En estos dos casos de estudio, se produjo un impacto significativo debido a los cambios de temperatura. En el primero, la expansión del calor dentro de la estructura provocó la ruptura de la columna, mientras que, en el segundo, fue causada por la variación de la temperatura, lo que aumentó el daño con el paso del tiempo.

Durante terremotos anteriores, como el ocurrido el 16 de abril de 2016 con una magnitud de 7.8, gran parte de la población costera se vio afectada debido a la alta peligrosidad sísmica de nuestro país. En base al artículo publicado por Aguiar & Mieles (2016), en la ciudad de Portoviejo, se realizaron varias inspecciones a las estructuras, entre las más perjudicadas por el ECC fueron clínicas, hospitales y edificios como el Centro Médico del Pacífico y la Clínica San Antonio. Cabe destacar que muchas de estas estructuras fueron construidas hace más de 40 años sin considerar las medidas de seguridad necesarias. Finalmente, los autores concluyeron que es fundamental identificar y comprender las fuerzas que pueden causar daños, especialmente al diseñar nuevas estructuras, teniendo en cuenta los reglamentos que consideran eventos sísmicos mayores a una Intensidad VI.

En la ciudad de México (Michoacán) se registró un sismo con una magnitud alta debido a la zona sísmica en la que se encuentra el sitio. A través de un artículo publicado por Almanza Arévalo (2023), titulado “Daños estructurales en planteles educativos en Michoacán por el sismo de magnitud 7.7 Mw del 19 de septiembre de 2022”, se propone implementar medidas de mitigación sísmicas para evitar ciertas afectaciones en las estructuras construidas a futuro. Se realizó un análisis de campo a las estructuras con daños ocasionados por el evento sísmico que se encontraban cerca del epicentro, se observaron diferentes patologías en las edificaciones, entre una de las más destacadas es el ECC en escuelas debido a una cantidad insuficiente de refuerzo transversal. Las instituciones educativas que presentaron este tipo de falla deben ser demolidas, ya que no cumplen con las normativas establecidas. La construcción atípica sin un correcto procedimiento constructivo pone en riesgo la integridad y la vida de los ocupantes ante una demanda sísmica considerable.

Los eventos sísmicos han provocado daños considerables a las estructuras que presentan columnas cautivas. Por ello, es indispensable que las normativas se mantengan actualizadas para conocer los criterios de evaluación de dichas estructuras. Aunque no existe una normativa que aborde específicamente el ECC, es posible evaluar el daño que un sismo podría ocasionar a nivel global en la estructura.

El ACI (Instituto Americano del Concreto) en el Método de Diseño con factores de Cargas y Resistencia LRFD, requiere el uso de factores de reducción de resistencia, más conservadores para la resistencia de los miembros sometidos a corte y a compresión. La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 penaliza distintas irregularidades, tanto en planta como en elevación, entre las que no se incluyen el ECC. La NEC-15 considera a este efecto como una irregularidad en elevación no recomendada y en la sección 5.2.3, se sugiere diseñar a la estructura con la norma NES-SE-RE de acuerdo con su configuración estructural. Incluso en la Guía 5 de Evaluación y Rehabilitación de la NEC 2015 se mencionan problemas en columnas y vigas, incluyendo las fallas por columnas cortas. Estas fallas pueden ser ocasionadas por la ubicación de la edificación en terrenos inclinados o por la colocación de losas en niveles intermedios, como en el caso de los mezanines. (NEC-SE-RE, 2015)

En los estudios realizados por Tello Endara & Villacís Jaramillo (2010), se demostró la importancia de analizar las estructuras con columnas cortas en una edificación mediante el método Pushover, y se ha enfocado en mejorar el comportamiento de estos elementos mediante un refuerzo principal de las columnas. Estos estudios establecen que este tipo de elementos deben ser evitados, no solo por el resultado de sus investigaciones, sino también por la destrucción de distintos sistemas estructurales provocados por un sismo.

Estos análisis teóricos y prácticos demuestran que la presencia de columnas cortas debido a las discontinuidades de piso genera esfuerzos potencialmente destructivos para la estructura, lo cual está directamente relacionado con la configuración estructural. Basándose en estos análisis, la mejor solución disponible es utilizar juntas de dilatación, siendo esta la solución óptima, ya que hace que la estructura tenga columnas no cortas o de longitud normal al separar mediante las juntas de dilatación a las columnas del confinamiento de la mampostería sobre toda su altura, permitiendo a las columnas flexionarse y ser dúctiles, disminuyendo sus rigideces y evitando los efectos de torsión que genera en la estructura la presencia asimétrica de columnas cortas. (Sevilla Peralvo, 2015)

En el artículo realizado por Malavé Laínez & Pinoargote Rovello (2023), centrado en la parroquia Manglaralto, se tuvo como objetivo determinar el índice de vulnerabilidad sísmica de las estructuras afectadas durante el terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016. Se describieron 81 edificaciones seleccionadas por diferentes patologías y daños, destacando especialmente las estructuras irregulares. Para el respectivo análisis se tomó en cuenta la norma FEMA P-154, que permite mediante la recopilación de datos de campo, conocer el índice de vulnerabilidad. También se realizó el AENL en base al ASCE 41-13 en una edificación de 3 plantas ubicada en la comuna Cadeate destacando su irregularidad. Entre los resultados se obtuvo que no se cumplía con los criterios de derivas para el cortante estático establecido por la NEC-15. Se concluyó que las estructuras tienen un alto índice de vulnerabilidad, por lo que, si llega a producirse un sismo estas pueden sufrir daños graves o colapsar, por ello se deben reforzar para que las estructuras sean más rígidas y resistentes teniendo un comportamiento mucho seguro, dada su falta de ductilidad.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General.

Mediante la optimización de resistencia y ductilidad en un sistema estructural de pórticos a flexión con gran presencia de columnas cortas, se puede prevenir de manera eficaz el fallo de la estructura debido al ECC, logrando mejorar así su capacidad de resistencia y absorción de fuerzas sísmicas.

1.3.2. Hipótesis específicas.

H.E.1: Al comprender de manera correcta las características que afectan a la estructura con ECC en su comportamiento con los esfuerzos de corte crítico, será posible prevenir daños inaceptables o el colapso de la estructura durante eventos sísmicos.

H.E.2: Al conocer y aplicar adecuadamente las normativas NEC-SE-RE y ASCE 41-23, se podrán diseñar de manera segura las rótulas plásticas requeridas en el proceso de diseño por desempeño de las estructuras garantizando así su capacidad de soportar fuerzas sísmicas.

H.E.3: Al emplear el método de análisis estático no lineal (Pushover) en un modelo matemático de una estructura tipo con configuración irregular y alta presencia de columnas cortas, se podrá establecer aproximadamente los niveles de daño de cada componente estructural, permitiendo la correcta evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General.

Establecer la combinación óptima de resistencia y ductilidad requerida a través de un sistema estructural de pórticos a flexión con gran presencia de columnas cortas para prevenir el fallo por este tipo de sistema.

1.4.2. Objetivos Específico.

O.E.1: Conocer las características que afectan a la estructura en su comportamiento mediante los esfuerzos presentados durante el diseño, para evitar aquellos daños permisibles o su colapso durante acciones sísmicas.

O.E.2: Comprender los parámetros establecidos por la norma de rehabilitación a través de la NEC-SE-RH y ASCE 41-23, para crear las rotulas plásticas en el diseño planteado.

O.E.3: Aplicar el método de análisis estático no lineal (Pushover) mediante un modelo matemático de una estructura tipo definida como “Caso de Estudio”, que tiene una configuración irregular con alta presencia o incidencia de columnas cortas, para establecer niveles de daño de manera global.

1.5. ALCANCE

El diseño arquitectónico es un aspecto fundamental en la configuración de una estructura, especialmente en lo que respecta a su comportamiento ante eventos sísmicos. Por ello, para prevenir daños estructurales por simetría y configuración irregular, es esencial mantener una adecuada simetría en planta y elevación para que la estructura tenga un comportamiento óptimo.

Las fallas más comunes en la configuración estructural son: columnas cortas, torsión y choques losa-columna. Estos problemas pueden tener consecuencias catastróficas si no se abordan adecuadamente durante el diseño y la construcción de la edificación. Por lo tanto, es fundamental realizar un análisis detallado y considerar todos estos aspectos para garantizar una estructura resistente.

La investigación de este proyecto de titulación de pregrado se centrará en el campo de las estructuras sismorresistentes de la Ingeniería Civil. Se realizará el análisis de desempeño sísmico de una edificación con columnas cortas, de manera que cumpla con los requisitos establecidos por la norma ecuatoriana NEC-15 y ASCE 41-23. Se usará el método de análisis Push-over, el cual permite el estudio de la estructura a través de un modelo de AENL (análisis estático no lineal), para evaluar la

demanda y capacidad de resistencia, sobre-resistencia y ductilidad de la estructura, considerando la alta sismicidad de la zona litoral del Ecuador.

El alcance del estudio es desarrollar un diseño sismorresistente, logrando apreciar los posibles daños que involucraría las columnas cortas en la edificación, con el fin de contribuir al desarrollo de soluciones técnicas. Además, se espera que los resultados sean aplicables en futuros proyectos de Ingeniería Civil ubicados en zonas propensas a eventos sísmicos.

Los resultados de la investigación serán presentados de manera que aquellos que accedan a la información obtengan una comprensión clara y precisa del comportamiento sísmico caracterizado por la demanda de las estructuras, cumpliendo con los lineamientos de las normativas que serán usadas, con el fin de prevenir fallas o colapso durante un sismo.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables Dependientes.

Diseño sismo-resistente resultante y Desempeño sísmico de la estructura.

1.6.2. Variables Independientes.

Configuración estructural de las columnas cortas en la edificación tipo definida como Caso de Estudio.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. DESEMPEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL

El análisis estático no lineal más conocido como Push-Over se emplea para investigar la respuesta elasto-plástica de la estructura frente a cargas monotónicas, mediante un método que simula un evento sísmico extremo o sismo de diseño ($T_r=475$ años) con 10% de probabilidad en 50 años y otro aún más extremo ($T_r=2475$ años) con 2% de probabilidad en 50 años. En cada incremento de fuerza se determinan los esfuerzos internos y desplazamientos de la estructura hasta alcanzar el equilibrio. Finalmente, se genera un gráfico de derivas versus el cortante que permite evaluar el comportamiento estructural.

Para un análisis más completo, se emplea el método de Demanda-Capacidad, cuyo objetivo es identificar el punto de desempeño al relacionar la curva de capacidad resistente de la estructura (pushover) con una curva de demanda sísmica. En otras palabras, se busca el punto donde la capacidad y la demanda se interceptan, logrando ser iguales en un mismo formato para una misma ductilidad, lo que permite evaluar el estado estructural tras la exposición al sismo. En este proyecto se evaluará una estructura de hormigón armado con irregularidades utilizando estos procedimientos, destacando los puntos de desempeño, las secuencias de rotulación, los desplazamientos entre pisos ("drift"), los giros en planta, el nivel de desempeño, entre otros. (Mario et al., 2010)

2.2. COLUMNA CORTA

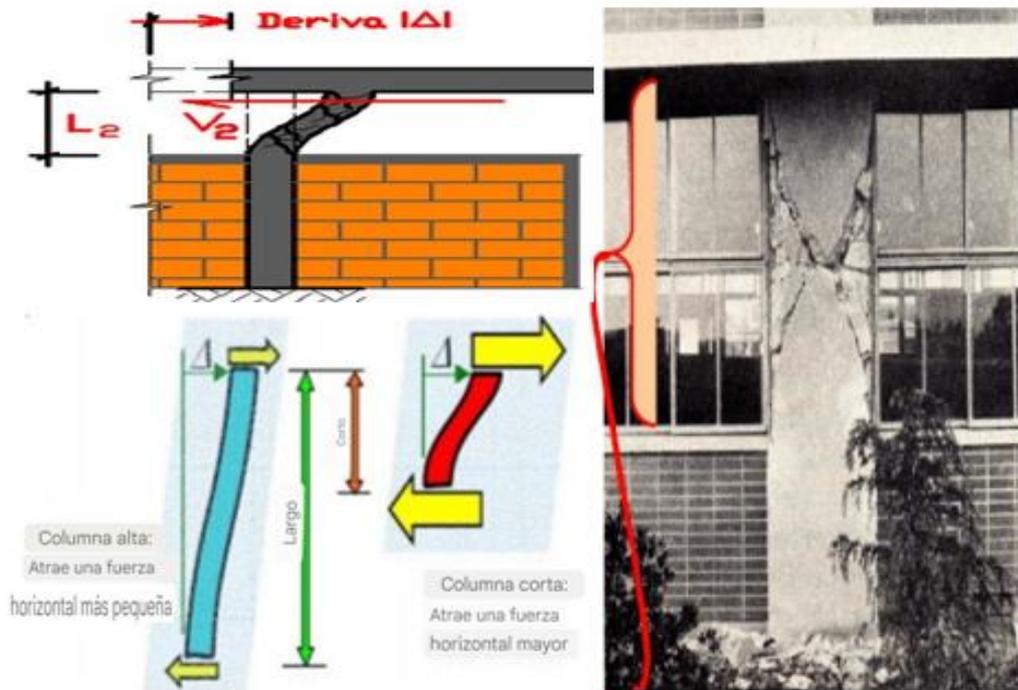
Una columna se considera corta cuando una parte de su altura se ve limitada en sus desplazamientos por la ausencia de paredes de mampostería o concreto, dejando expuesta una sección transversal de longitud reducida que, en algunos casos, representa menos de un tercio de la longitud total de la columna. Esta condición, inicialmente descrita como "columna corta" solo por su arquitectura, puede en algunos casos provocar daños significativos durante fenómenos telúricos.

2.2.1. Efecto de columna corta (ECC).

Se evidencia cuando el incremento de la tensión y el cortante en la sección de la columna de corta longitud libre superan los valores nominales de resistencia al corte. Este efecto se presenta ante cargas de origen sísmico y también por cualquier fuerza que genere un desplazamiento horizontal relativo entre la base y la parte superior de la columna. El problema no radica en la longitud corta, sino en la posible falta de capacidad para resistir el incremento del cortante, incrementado por la reducción significativa de la longitud libre de la columna. Como consecuencia, el sistema estructural sufre efectos locales debido a su condición geométrica de elemento muy compacto, lo que amplifica los esfuerzos por cortante, la rigidez lateral y reduce su ductilidad (Beauperthuy & Urich, 2020). Para que se observe la falla de corte con estos elementos estructurales, la longitud libre de la columna debe generalmente ser reducida significativamente hasta 50 cm o 60 cm. Con esta corta altura, la columna se ve imposibilitada de flectarse.

Figura 1

Efectos de columna corta producido en un elemento estructural



Nota: Modificado y basado en (Beauperthuy & Urich, 2020; Ingegeek, 2022)

2.3. CARGAS EN UNA COLUMNA

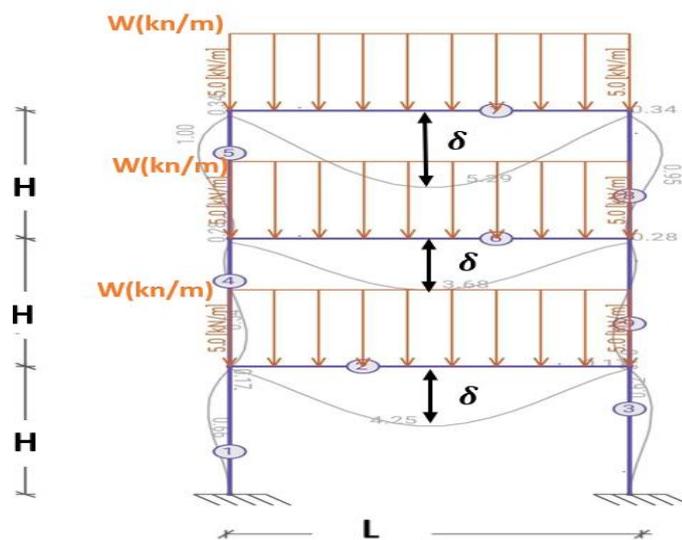
En una edificación, se pueden identificar dos tipos de cargas que generan cambios en su deformación debido a fuerzas externas: carga verticales y laterales.

2.3.1. Cargas verticales.

Cuando se aplica peso sobre los pórticos, las columnas permanecen mayormente verticales a su eje, salvo en casos de irregularidades estructurales donde pueden desplazarse debido a la excentricidad de la carga vertical. En este caso, el desplazamiento horizontal suele ser mínimo por la excentricidad de la carga D, L y es despreciable cuando no hay excentricidad en la carga vertical.

Figura 2

Cargas verticales en una estructura



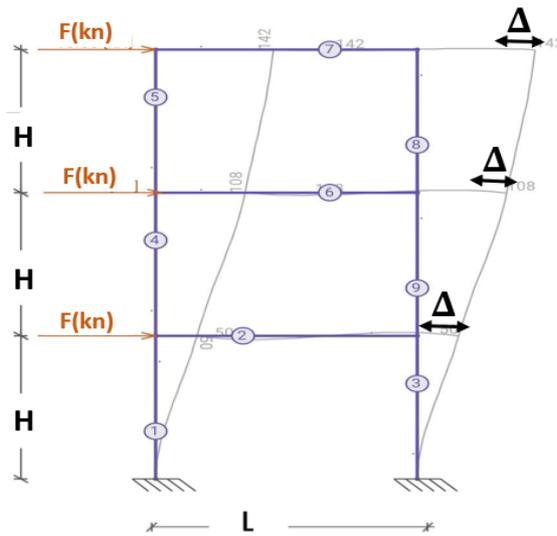
Nota: Basado en la aplicación frame design

2.3.2. Cargas horizontales o laterales.

A diferencia de las cargas verticales (D, L), las cargas sísmicas actúan lateralmente sobre los pórticos, provocando el desplazamiento de las columnas debido a la traslación de los nodos. Este movimiento horizontal en cualquier piso se denomina deriva, "Δ".

Figura 3

Fuerzas horizontales en una estructura

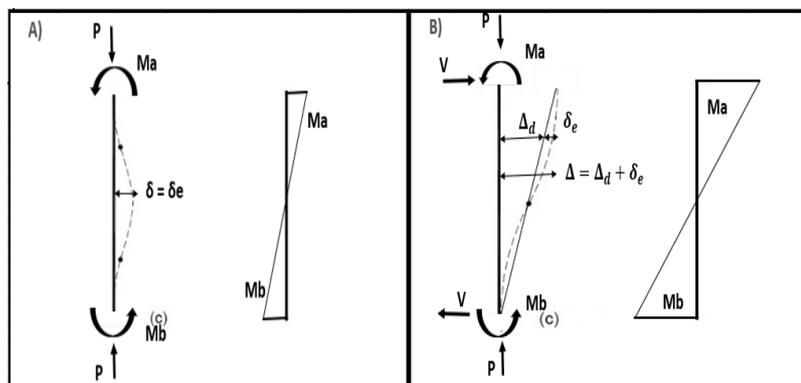


Nota: Basado en la aplicación frame design

En la **Figura 4** se muestra las fuerzas internas sobre las columnas. El diagrama de momento por la carga lateral se ilustra en la imagen B y por la carga vertical en la imagen A. En los diagramas de cuerpo libre de la figura A también se incluyen la carga axial P, momentos M_a , M_b y en la figura B se aumenta el cortante V que origina la deriva lateral Δ_d y los momentos M_a y M_b se ilustran significativamente incrementados por la acción de la carga lateral.

Figura 4

Las deformaciones asociadas a la carga interna



Nota: Modificado y basado en (Castillo & Fournier, 2021)

En el caso de la columna sometido a cargas verticales de la **Figura 4-A**, la deformación horizontal (δ_e) se obtiene a partir de los momentos actuantes y la rigidez del elemento, lo que lleva a la conclusión general de que $\delta = \delta_e$ para el caso de cargas verticales concéntricas (sin excentricidad) no existe deriva lateral. Por otro lado, en el diagrama de la **Figura 4-B** las cargas horizontales ocasionan que la deformación se componga de dos términos, $\Delta = \Delta_d + \delta_e$, donde Δ_d representa la deriva del piso. (Guevara & García, 2001)

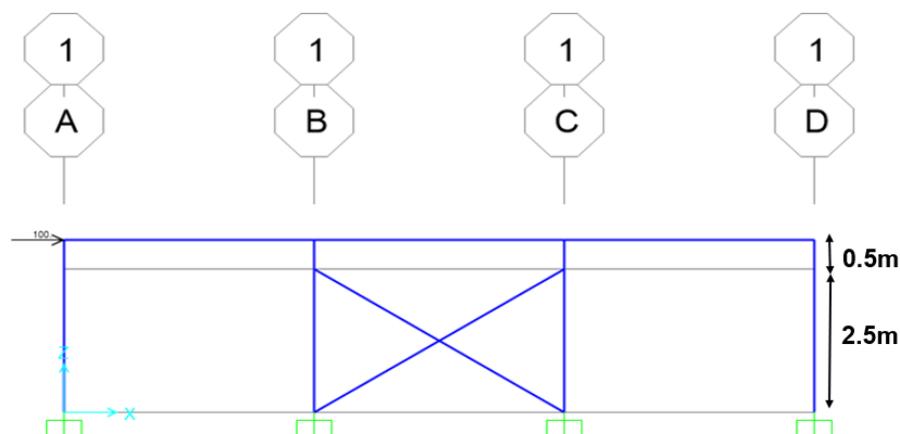
2.4. RESISTENCIA REQUERIDA EN PÓRTICO CON COLUMNA CORTA

Se modela un pórtico plano mostrado en la Figura 5 para analizar el comportamiento de una columna corta en un diseño estructural.

En este caso, se ha analizado un pórtico compuesto por 4 columnas con una distancia horizontal de eje a eje de 4 metros y una altura de 3 metros. Se han considerado las propiedades de los materiales, como la elasticidad (E) e inercia (I) constantes, sin tener en cuenta el peso propio de la estructura, con el fin de trabajar de manera simplificada. En el diseño del pórtico, se incluyen diagonales para restringir la altura libre de las columnas a 0.5 metros y se aplica una carga horizontal de 100 kg para observar la distribución de fuerzas dentro de la estructura.

Figura 5

Pórtico con la carga horizontal aplicada en el nodo 1-A



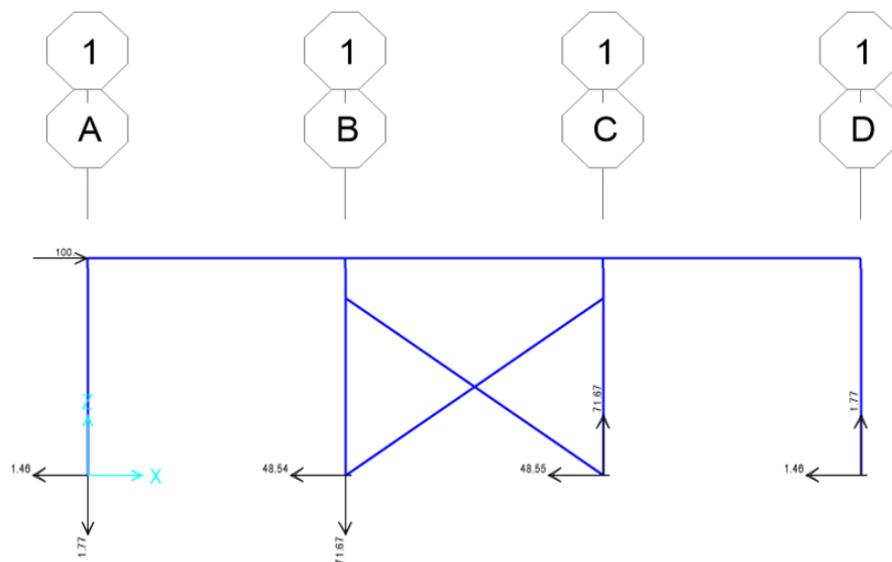
Nota: Análisis en el software SAP 2000

Tras aplicar una carga horizontal, se determinan las reacciones y se muestra una mayor concentración de fuerzas cortantes localizadas en las columnas restringidas a diferencia con las columnas de altura libre. Esto resalta la mayor rigidez de columna restringidas.

A continuación, se exponen las ecuaciones de equilibrio para las reacciones en la dirección "X".

Figura 6

Reacciones de carga axial y cortante



Nota: Diseñado en el software SAP 2000

$$\sum F_x=0$$

$$-V_a -V_b -V_c - V_d=0$$

$$-1.46 - 48.54 - 48.54 - 1.46=0$$

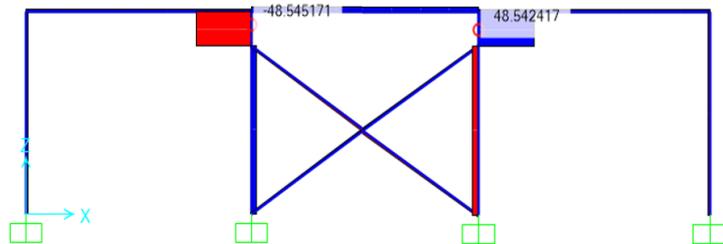
$$-100=0$$

Posteriormente, se han desarrollado diagramas de fuerzas cortantes en respuesta a las cargas aplicadas, revelando que las columnas esquineras 1-A y 1-D muestran por simetría un cortante de 1.46 kg, mientras que se evidencia una desproporción significativa en las columnas laterales 1-B y 1-C, donde se registra un cortante superior de 48.54 kg.

En la **Figura 7** se aprecia cómo la columna corta de longitud de 0.5 m, es la que absorbe el incremento de los esfuerzos cortantes, en diferencia con la columna de altura regular de 3 m.

Figura 7

Diagrama de cortante



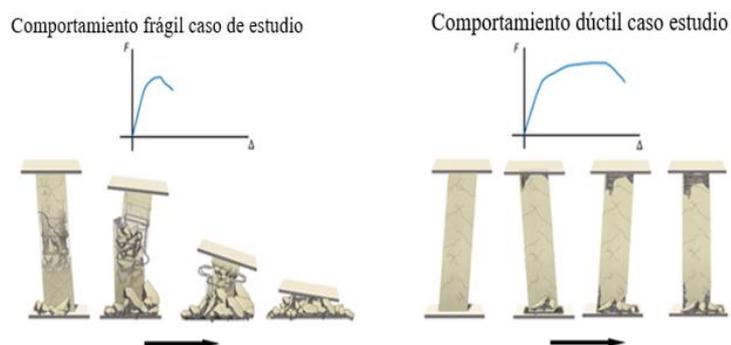
Nota: Diseñado en el software SAP 2000

2.5. COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y DISEÑO DE COLUMNAS CAUTIVAS

La ocurrencia de una falla frágil ocasiona el colapso de múltiples edificaciones sin experimentar ductilidad con deformación inelástica. A continuación, se examina un diagrama de interacción que considera la interacción de la flexión con el momento (M), carga axial (P) y se agrega la fuerza de corte (V) asociada a la flexión. Se debe prevenir la falla por cortante para evitar un mecanismo de fragilidad y garantizar ductilidad en columnas cautiva restringidas por mampostería, las cuales limitan su capacidad de deformación ante cargas laterales generadas por movimientos sísmicos. (Santana, 2017)

Figura 8

Diagrama de fuerza y deformación



Nota: Modificado y basado de la imagen (Correa, 2024)

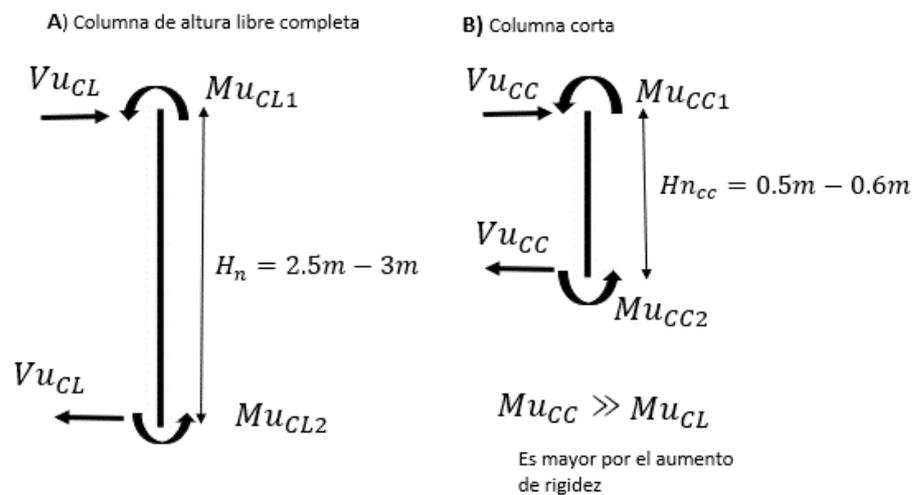
2.5.1. Mecanismo de falla frágil por cortante.

Para describir el ECC, se lleva a cabo un análisis en el que se calcula la resistencia requerida, con base de la carga de servicio a la que está asociado el cortante ultimo (Vu_{CL}) y momento ultimo (Mu_{CL}). Es importante destacar que la capacidad elástica de la columna está determinada por su resistencia provista, que se expresa a través del cortante nominal (ϕVn). Como objetivo de diseño la resistencia al corte provisto debe ser mayor que la requerida, $\phi Vn > Vu$.

En la **Figura 9** se ilustra la porción libre de la columna cautiva con una altura comprendida entre 0.5m y 0.6m (Hn_{cc}), donde se pueden identificar los momentos y cortantes de la resistencia ultima requerida por las cargas. Al comparar los momentos de la columna altura normal Mu_{CL} **Figura 9A** con los Mu_{CC} **Figura 9B** en una columna corta se tiene que en esta son excesivamente aumentadas por un cambio brusco en la rigidez del elemento estructural. En términos comparativos, al reducir la altura de la columna a la quinta parte se amplifica 125 veces la rigidez del elemento y aquello resulta en $Mu_{CC} > Mu_{CL}$.

Figura 9

Amplificación de Mu en columna corta



Nota: Diagrama hecho por autoría propia

$$K_c = \frac{\infty EI}{L^3} \gg \left(\frac{EI}{L^3}\right)_{CC} = 125 \left(\frac{EI}{L^3}\right)_{CL} \quad Ec.(1)$$

$$Vu_{CL} = \frac{Mu_{CL1} + Mu_{CL2}}{H_n} \quad Ec.(2)$$

$$Vu_{CC} = \frac{Mu_{CC1} + Mu_{CC2}}{Hn_{CC}} \quad Ec.(3)$$

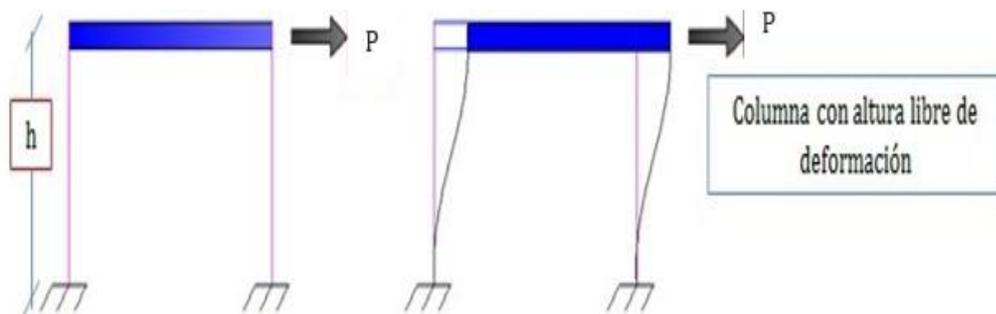
Donde $5Vu_{CL} = Vu_{CC}$

Adicionalmente, luego del incremento de los momentos internos por el incremento de rigidez, el cortante hiperestático crece proporcional a la reducción de la altura.

Magnificación del cortante Vu de la resistencia requerida por las cargas y su cambio de rigideces.

Figura 10

Pórticos con deformación libre



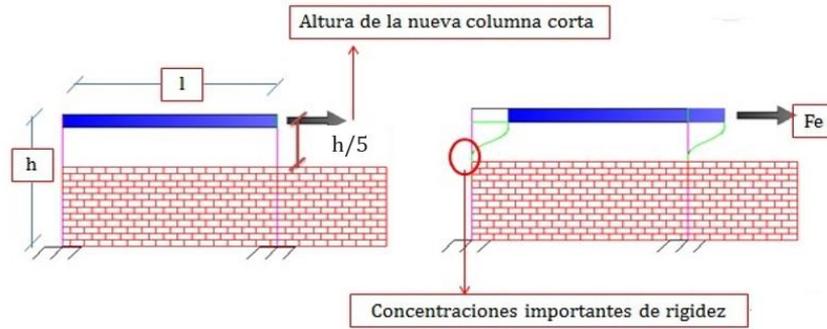
Nota: Modificada y basado en (Santana, 2017)

Cuando $K_{VIGA} = \infty$, en este pórtico, la rigidez del elemento columna se expresa como:

$$K_{lateral} = \frac{24EI}{h^3} \quad Ec.(4)$$

Figura 11

Pórticos restringidos con menor deformación libre



Nota: Modificada y basado en (Santana, 2017)

Se observa una variación en la rigidez debido a la restricción del elemento estructural y el cambio en su altura. bajo la condición $K_{VIGA} = \infty$.

$$K_{lateral} = \frac{24EI}{\left(\frac{h}{5}\right)^3}$$

$$K_{lateral} = \frac{24EI}{\frac{h^3}{125}}$$

$$K_{lateral} = \frac{3000EI}{h^3} \quad \text{Ec.(5)}$$

La alta incidencia de columnas cortas en estructuras también produce la acumulación de rigidez dentro del sistema estructural, lo que se asocia también con la mayor participación de la mampostería en la respuesta dinámica de la estructura. El análisis de la dinámica estructural con la participación de las paredes formando múltiples columnas cortas resulta en un incremento en la frecuencia natural ($\omega_n = \sqrt{\left(\frac{K}{m}\right)}$) y una reducción en el período natural ($T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$). Por consiguiente, el confinamiento provisto para paredes de mampostería más fuerte en cortante que los ECC propuesta a fallar por cortante, produce una modificación en la rigidez, lo que impacta en el período en la dirección de análisis, generando alteraciones en los cálculos proyectados del espectro de diseño. Este se debe a que el período influye en la aceleración espectral, provocando ajustes y nuevos valores en las fuerzas estáticas equivalentes. (Santana, 2017)

2.5.2. Cortante a flexión.

2.5.2.1 Resistencia a la flexión y carga axial.

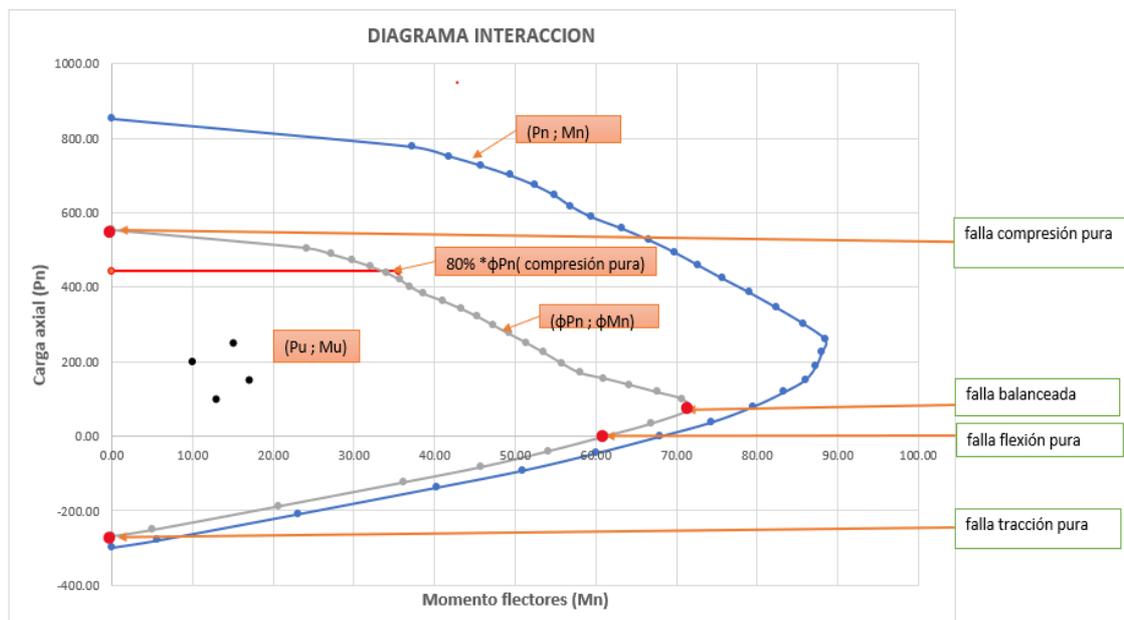
La resistencia es requerida por fuerzas horizontales como fuerzas de viento, sismo, y las cargas verticales de tipo gravitacional (D, L). En ocasiones, la capacidad de carga puede resultar insuficiente para resistir diversas combinaciones de momentos y cargas axiales. En el diseño de columnas a flexión (M) y carga axial (P) se realiza el diagrama de interacción (P, M). Se deben cumplir requisitos específicos que abarcan: el peralte total de la sección, el ancho de la sección, el recubrimiento relativo de los aceros, la resistencia a compresión del concreto, la fluencia y cuantía del acero. (Rodríguez & Blanco, n.d.)

En el diagrama de interacción, cualquier combinación P_n y M_n define un estado de resistencia nominal. En la siguiente

Figura 12 se indican las propiedades de los puntos notables, una curva con momento nominal y fuerza axial nominal, otra curva con factor reducido (ϕ) y la falla a compresión pura al 80% de su trabajo, las cuales se indican a continuación:

Figura 12

Diagrama de interacción flexión-carga axial



Nota: Autoría propia modificado y basado en el (ACI 318, 2019)

Cuando las cargas axiales están por debajo del punto de la falla balanceada, se produce una falla dúctil en el mecanismo.

Preanálisis: En primer lugar, se verifica que los parámetros por resistencia requerida, asegurando que el diseño responda adecuadamente bajo un sismo de servicio, dentro de un comportamiento elástico. Se realiza un chequeo de las cargas de servicio (P_u ; M_u) obtenidas bajo un sismo de baja intensidad, donde los puntos indicados en color negro en la

Figura 12 deben estar dentro de la curva de resistencia nominal provista por el diseño (ϕP_n ; ϕM_n), para cumplir con los requerimientos establecidos. En este prediseño, la cuantía de acero longitudinal suele ser mínima o muy baja.

El diseño que controla la resistencia mínima a flexión de las columnas es determinado por la capacidad plástica bajo un sismo de diseño, el cual implica un comportamiento no lineal debido a una intensidad sísmica mayor a la resistencia requerida.

Se debe verificar la conexión fuerte en la resistencia a la flexión de las columnas en las caras de los nudos, donde ($\sum M_{nc}$) se refiere a la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas, mientras que ($\sum M_{nv}$) representa la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas. Debe satisfacer la siguiente condición "columna fuerte- viga débil" de la norma ACI 318. (B. S. P. Sánchez & Alvarez, 2018)

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 * \sum M_{nv} \quad \text{Ec. (6)}$$

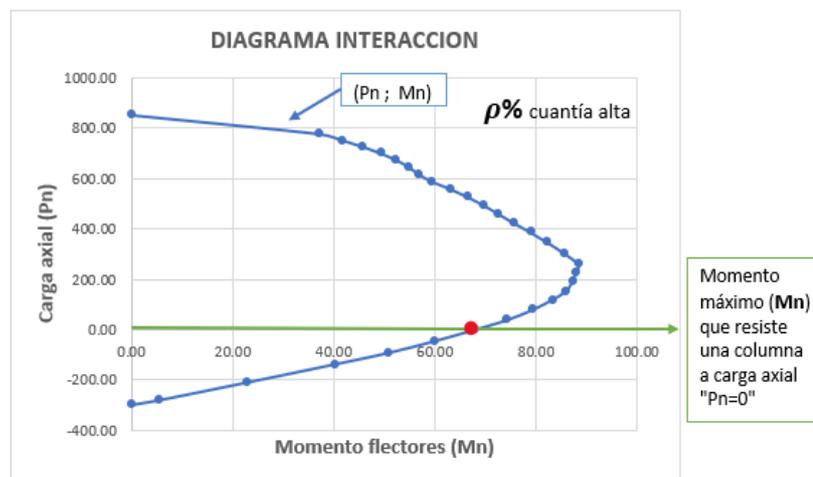
Siguiendo los códigos 18.7.3, el término $\sum M_{nc}$ es evaluado en la cara de los nudos. Este valor debe calcularse utilizando una fuerza axial mayorada conveniente en la dirección que genere la resistencia nominal a la flexión más baja. El propósito de este enfoque es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas ante fuerzas sísmicas, evitando así un mecanismo de falla en las columnas que podría conducir al colapso (ACI 318, 2019). En otras palabras, se selecciona una carga axial que sea favorable para el diseño estructural, obteniendo un momento nominal adecuado.

En la práctica, muchos ingenieros prefieren diseñar utilizando una carga axial que varía desde cero hasta el valor de la carga axial balanceada (P_{nb}). Este enfoque

genera un momento elevado en el diagrama de interacción, lo que maximiza el rendimiento de la columna. Si bien, puede resultar en un ahorro económico, esta opción puede ser insegura. Por otro lado, no es necesario trabajar en el escenario más crítico, como una carga axial negativa. Por simplicidad y seguridad, adopto una fuerza más conservadora, basada en los criterios de los cursos de análisis sísmico-resistente, utilizando una carga axial nula ($P_n=0$), lo que resulta en un incremento significativo en la cuantía de acero.

Figura 13

Obtención del M_n mediante la carga axial (P_n) del software



Nota: Autoría propia modificado y basado en el (ACI 318, 2019)

En el análisis a sismo de diseño, mediante la carga axial ($P_n=0$) se intersepta con la curva un punto en el gráfico representando momento nominal (M_n) y esto se multiplica 1.25 veces la resistencia nominal de compresión (M_n) para obtener (M_{pr}).

M_{pr} es la capacidad de resistencia a la flexión a la plastificación completa de la columna. En el caso de las columnas, es esencial que este valor sea mayor a los momentos generados por las vigas conectadas en los nudos. Se verifica el cortante provisto sea mayor a (V_u) es la fuerza cortante de diseño V_e , y V_e se determina considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en los extremos de la columna y selecciona entre V_{e1} (mínimo cortante calculado a partir de los momentos probables de la columna) y V_{e2} (cortante mayorada a partir del análisis estructural). (Parra, 2022)

2.5.2.2 Deducir cortante V_e .

Por el diagrama de interacción se obtuvo el (M_n)

$$M_{pr} = 1.25 M_n \quad \text{Ec.(7)}$$

Se simplifica la formula del cortante equivalente con la suma de los términos de M_{pr} por que se asume la sección rectangular y el fi del acero longitudinal es continua en todos los pisos, de esta manera se logra obtener los momentos nominales en los extremos superior del nudo es igual a los momentos en la parte inferior.

Esto se transforma al diseño de corte:

$$V_e = \frac{M_{PR} + M_{PR}}{L_n} = \frac{2 * M_{pr}}{L_n}$$

Donde:

L_n : altura libre de la columna sin el espesor de la viga

h_{CC} : longitud libre reducida por la altura de la columna corta

$$V_e = \frac{2.5 * M_n}{h_{CC}} \quad \text{Ec.(8)}$$

Al lograr la generación de grietas por flexión, Bajo ciertas condiciones, alcanzo una ductilidad limitada que concentra grandes esfuerzos, lo que a su vez puede generar fatiga (Chacha & Sánchez, 2016). En este contexto, se forma M_n , pero no se logra alcanzar M_{pr} , lo que indica que, aunque el material pueda fluir, no se aprovecha toda la sobre resistencia adicional disponible, lo que a su vez impide la formación de una rótula.

La obtención de una ductilidad moderada-alta. Al llegar a este punto, es posible soportar grandes deformaciones cuando el acero fluye, lo que resulta en una reducción transversal por tensión y, en consecuencia, una disminución de las fuerzas de diseño y un ahorro económico en relación con el tamaño de los elementos estructurales (Chacha & Sánchez, 2016). Es decir, se logra producir $M_{pr}=1.25 M_n$ en los extremos de la columna sin provocar una falla por cortante.

2.5.3. Cortante Nominal.

Primero, se obtiene el cortante teórico de una columna de hormigón armado, el cual se define considerando la contribución combinada de la resistencia del concreto y del acero según el ACI 318-19.

El cortante del concreto (kg) se formula por:

$$v_c = 0.17\sqrt{f'c} * bw * d * (1 + \frac{Nu}{140 * Ag}) \quad \text{Ec.(9)}$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión de concreto (kg/cm²).

Nu: Carga axial última a la sección transversal (kg).

Ag: Área bruta de la sección (cm²).

bw: Ancho (cm).

d: Peralte de la sección (cm).

El cortante del acero (kg) se formula por:

$$V_s = \frac{A_s \text{ transversal} * f_y * d}{s} \quad \text{Ec.(10)}$$

Donde:

Av: Área de la sección transversal de estribos y cantidad de vinchas (cm²).

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero transversal (kg/cm²).

d: Peralte efectivo de la sección (cm).

S: Espaciamiento del refuerzo transversal (cm).

Según la norma, la resistencia teórica al corte es:

$$V_T = V_c + V_s \quad \text{Ec.(11)}$$

Para completar la ecuación, se multiplica por un factor ϕ (0.75) para obtener cortante de diseño.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad \text{Ec. (12)}$$

En resumen, para prevenir una falla súbita no favorable en una columna restringido por mampostería, es fundamental garantizar que el parámetro de resistencia al cortante provisto (ϕV_n) sea superior a la suma del cortante equivalente (V_e) y mayor al cortante actuante ($V_{u_{CC}}$).

$$(\phi V_n) \geq (V_e)$$

$$(\phi V_n) \geq (V_{u_{CC}})$$

2.5.3.1 Aporte del acero transversal a la resistencia al cortante.

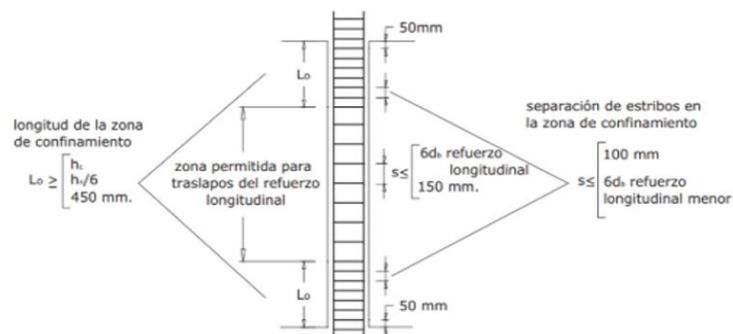
El acero transversal, el cual tiene como objetivo principal prevenir el corte de la columna ocasionado por fuerzas cíclicas y evitar posibles fallas frágiles. El acero de refuerzo juega un papel fundamental al absorber y contrarrestar los esfuerzos, lo que resulta en un óptimo desempeño sísmico. Por lo tanto, es imperativo asegurar la correcta distribución de la cantidad de acero en toda su altura para garantizar el adecuado confinamiento del hormigón. (Andrus, 2018)

Se deben cumplir algunos requisitos descritos en el ACI 318-19 con la finalidad de asegurar los estribos, como, por ejemplo: los ganchos transversales deben cumplir con un ángulo mínimo de 135° , entre otros.

En esta sección la condición de confinamiento son mas críticas en los extremos de los nodos para tener un comportamiento ductil.

Figura 14

Espaciamiento de acero transversal según el ACI 318



Nota: Modificado y basado en el (Colcha Sánchez & Santacruz Báez., 2017).

2.6. MAMPOSTERÍA

2.6.1. Consideraciones generales.

La mampostería es un elemento no estructural que sin lugar a duda influye mucho su colocación ya que podrían generar diferentes efectos, como es el efecto de columna corta, fisuras o un posible volcamiento durante un evento sísmico. Por ello, es indispensable hacer el estudio de un pórtico restringido por su mampostería para conocer el comportamiento real de la estructura.

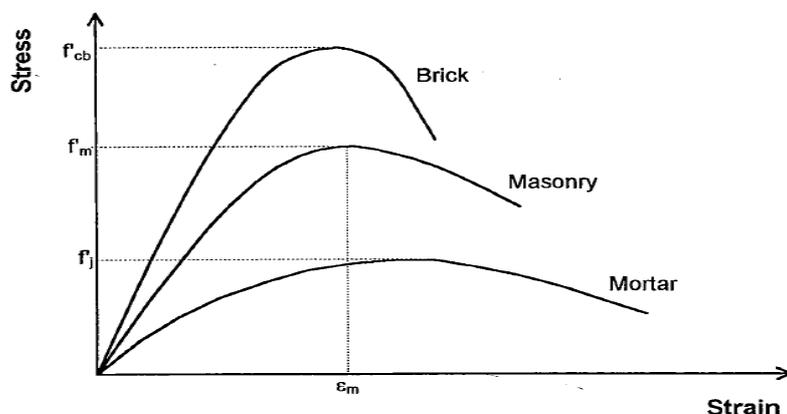
2.6.2. Propiedades mecánicas.

2.6.2.1 Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m).

La resistencia a compresión es uno de los factores más importantes que puede llegar a tener el ladrillo o bloque comúnmente usados para la elaboración de la mampostería. Para ello se realizan ensayos de confinamiento lateral para conocer aquella resistencia, esto va a depender mucho del material empleado durante su fabricación. Durante su industrialización se debe tener un seguimiento para que exista la calidad de este. En la Figura 15 se muestran las distintas curvas de resistencia para cada tipo de material, como es el ladrillo, mampostería y mortero. (Alcocer, 2017)

Figura 15

Relaciones típicas de la curva tensión-deformación para mortero, mampostería y ladrillo



Nota: Tomado de Crisafulli (1997)

2.6.2.2 Módulo de elasticidad de la mampostería.

La mampostería está compuesta de bloques y mortero, cada uno de ellos presenta distintas propiedades mecánicas como lo es su deformación. Por eso, varios científicos indujeron en una manera de conocer el comportamiento elástico, tomando en cuenta la deformación que se da entre los bloques y las juntas de mortero. En base a estas investigaciones, muchos autores tomaron un enfoque diferente obteniendo ecuaciones empíricas que ayudan a conocer el módulo de elasticidad de la mampostería a partir de la resistencia a la compresión del material. (Crisafulli, 1997)

Tabla 1

Módulos de elasticidad de la mampostería

Ecuación	Autor
$E_m = 750f'm$	Paulay and Priestley
$E_m = 500f'm$	San Bartolome
$E_m = 1180f'm^{0.83}$	Sinha and Pedreschi
$E_m = 2116\sqrt{f'm}$	Schubert

Nota: Tomado de Crisafully (1997)

2.6.3. Mampostería de relleno no confinada.

El sistema tradicional de la construcción de viviendas o edificaciones en Ecuador este compuesto por un sistema aporticado que conlleva los siguientes elementos como: losas alivianadas, vigas, columnas y sobre todo con mampostería que se usa como divisorio de espacios arquitectónicos. (Cevallos et al., 2018)

En un estudio realizado por Fotos et al. (2017) varias estructuras con el fin de conocer el comportamiento y la incidencia de la mampostería de relleno en las estructuras de RC, mediante un análisis de empuje estático se obtuvo un aumento en su rigidez inicial, por lo tanto, disminuye su deformación y a su vez la ductilidad. Este tipo de modelado es de suma importancia ya que ayuda a tener una mejor expectativa acorde a su comportamiento destacando que tiene una baja resistencia durante un evento sísmico, y de esta forma poder descartar ciertos efectos generados a través de la mampostería, como cambio de centro de masa que podrían ocasionar fallas por piso blando, ECC, entre otros. (Cagua & Aguiar, 2022)

2.6.4. Fallas en la mampostería de relleno.

Existen varios tipos de falla que pueden darse en la mampostería de relleno, esta se da debido a los esfuerzos de corte y flexión que se generan por las cargas gravitacionales aplicadas sobre un pórtico durante acciones sísmicas. Según estudios analíticos y experimentales realizados por (Abdel-Hafez et al., 2015), este tipo de falla puede darse por las siguientes formas:

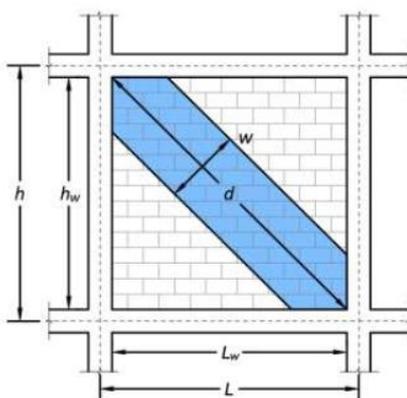
- Aplastamiento de la esquina
- Aplastamiento por compresión diagonal
- Agrietamiento por tensión diagonal

2.7. MÉTODO DE ANÁLISIS

Existen varios métodos en el cual se pueden calcular el puntal de diagonal equivalente a la mampostería a ser colocada, entre los cuales tienen mucha relación, pero con diferentes maneras de cálculo, a continuación, se presentan 3 métodos más concurrentes:

Figura 16

Representación típica de la diagonal equivalente



Nota: Tomado de (Abdel-Hafez et al., 2015)

2.7.1. Método de Mainstone (1971).

El método realizado por Mainstone (1971), está basado en datos experimentales y analíticos, en donde nos plantea una fórmula que obtuvo luego de varias pruebas de laboratorio, tomando en cuenta aquella influencia de la mampostería sobre un pórtico. Incluso fue uno de los primeros investigadores en

optar por cambiar la mampostería tradicional por un puntal equivalente en lo que respecta al cálculo estructural. Esta fórmula empírica nos permite calcular el ancho del puntal equivalente, tomando en cuenta los siguientes parámetros:

$$a = 0.16(\lambda \cdot h)^{-0.3}Lv \quad \text{Ec. (13)}$$

Donde:

a : Ancho del puntal equivalente

λ : Parámetro adimensional basado en las rigideces

h : Altura de la mampostería

Lv : Luz libre de la viga

Por consiguiente, se muestra la formula con la cual se obtiene el valor de λ :

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \text{Sen} 2\theta}{4E_C I_{col} h} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. (14)}$$

Donde:

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería

t : Espesor de la mampostería

θ : Angulo dado por la tangente entre h/lv

E_C : Módulo de elasticidad del hormigón

I_{col} : Inercia de las columnas

2.7.2. Método de Mainstone (1974).

Mainstone (1974) realizó un ajuste a su fórmula principal, como consecuencia de sus trabajos experimentales se obtuvo un ancho menor al establecido con respecto a la ecuación 13, este a su vez fue incluida por la FEMA-306 centrada para el análisis y rehabilitación de estructuras.

$$a = 0.175(\lambda \cdot h)^{-0.4}Lv \quad \text{Ec. (15)}$$

2.7.3. Método de Bazán-Meli (1980).

Según las investigaciones realizadas por Bazán & Meli (1980) se tuvo en cuenta aquellos esfuerzos generados por la mampostería, en donde el que más prevalecía era el esfuerzo cortante al entrar en contacto con el pórtico de hormigón y también la forma de agrietamiento del muro, estos ante la acción de un evento sísmico. De acuerdo al comportamiento del muro formularon aquella ecuación que involucre aquellos parámetros:

$$\omega = (0.35 + 0.022\lambda)h \quad \text{Ec. (16)}$$

Donde:

ω : Ancho de la diagonal equivalente

λ : Valor adimensional dado por las rigideces

h : Altura de la mampostería

El valor de λ viene dado por la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{E_C A_C}{G_m A_m} \quad \text{Ec. (17)}$$

Donde:

E_C : Módulo de elasticidad del hormigón

A_C : Promedio de las áreas de las columnas

G_m : Módulo de corte de la mampostería (0.4* E_m)

A_m : Área de la mampostería ($L_v * t$)

Esta fórmula tiene restricciones las cuales no permiten que se usen en cualquier tipo de modelado de mampostería, debe cumplir los siguientes criterios.

$$0.9 < \lambda < 11$$

Y para relaciones de aspecto ζ , valor dado de b/h .

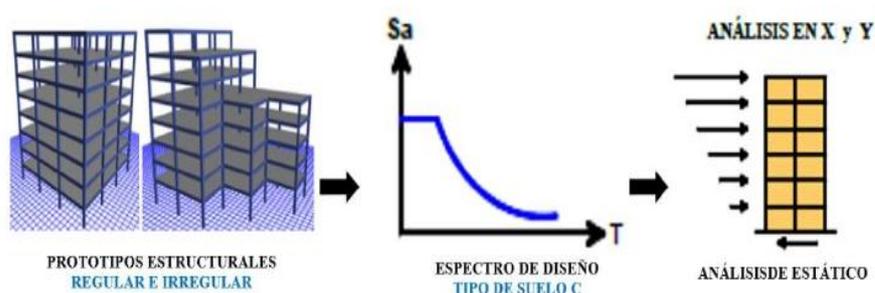
$$0.75 < \zeta < 2.5$$

2.8. SISTEMA ESTÁTICO EQUIVALENTE

Se emplea para evaluar el impacto de un terremoto en una estructura al considerar las acciones sísmicas como fuerzas estáticas aplicadas desde el exterior del edificio. En este proceso, se busca determinar la fuerza necesaria, basada en las masas y la aceleración de la estructura, que, al aplicarse en el centro de masas de cada nivel, pueda representar de manera efectiva el comportamiento del edificio. Estas cargas ficticias son diseñadas para simular el efecto de las cargas reales actuando dinámicamente, y el sistema se obtienen multiplicando las cargas reales por un coeficiente dinámico específico. En resumen, el enfoque del método estático equivalente es crucial en el diseño y cálculo de estructuras capaces de resistir sismos. (Salas Navarro, 2021)

Figura 17

Representación del análisis estático en una estructura



Nota. Tomado de (Gonzalez Rios, 2022)

2.9. DISEÑO SÍSMICO

2.9.1. Zonificación sísmica en el Ecuador.

En un análisis sísmico, se verifica el 10% de recurrencia y su periodo de retorno de 475 años con una aceleración pico de 0.5 g. En este territorio se han registrado 6 sismos en diferentes zonas, y su factor se define por el término "Z" de acuerdo con la normativa vigente. (NEC-SE-DS, 2015)

El factor "Z" es de gran importancia para realizar el diseño sismorresistente ya que nos indica cual sería la aceleración de la gravedad en ese sitio. A continuación, se presentan en la Tabla 2 los distintos valores que puede tomar el factor "Z" en base al sitio plantado en los proyectos con su respectiva clasificación.

Tabla 2*Factor Z*

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización de peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

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

2.9.2. Tipos de Perfiles de Suelos.

Dentro de la normativa ecuatoriana se establecen distintos perfiles de suelos, identificados como A, B, C, D, E y el tipo F, este último debe cumplir otros criterios basados en parámetros específicos (NEC-SE-DS, 2015). Con el propósito de realizar una evaluación más detallada del comportamiento ante acciones sísmicas, se opta por seleccionar el suelo tipo E, el cual se considera uno de los perfiles más críticos para este análisis.

Se recopilan otros coeficientes de suelo tipo Fa, Fd y Fs, junto con sus factores correspondientes, ya que requieren un análisis detallado y específico, conforme a lo establecido en los parámetros (NEC-SE-DS, 2015).

Fa: Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto, obtenido de la tabla 3 de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca, obtenido de la tabla 4 de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos, obtenido de la tabla 5 de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

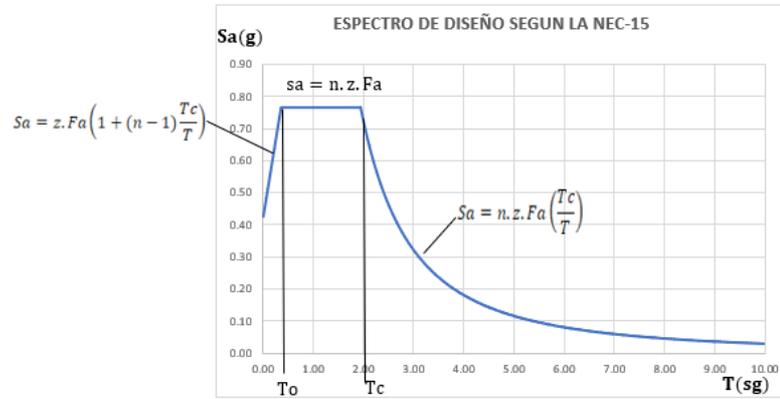
2.9.3. Espectro de diseño.

Para elaborar el gráfico de demanda, es necesario contar con ciertos valores específicos, tales como el coeficiente de suelos y los espectros elásticos de aceleración proporcionados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015.

Datos con los que se determinara los cálculos se muestra en el siguiente grafico:

Figura 18

Espectro de diseño



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

$$T_o = 0.1F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad \text{Ec. (18)}$$

$$T_c = 0.55F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad \text{Ec. (19)}$$

$$S_a = n.z.F_a \left(\frac{T_c}{T} \right) \quad \text{Ec. (20)}$$

$$S_a = z.F_a \left(1 + (n-1) \frac{T_c}{T} \right) \quad \text{Ec. (21)}$$

En donde:

η : Razón espectral entre la aceleración espectral S_a y el PGA.

F_a : Factor de amplificación de suelo en zonas dadas por un periodo corto.

F_d : Factor de amplificación de suelo tomando los efectos del sitio.

F_s : Factor de amplificación de suelo considerando su comportamiento no lineal.

S_a : Espectro de respuesta elástica.

T : Periodo de vibración de la estructura.

T_o : Periodo límite de vibración del espectro sísmico elástico.

T_c : Periodo límite de vibración del espectro sísmico elástico.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para un sismo de diseño.

2.9.4. Configuración Estructural.

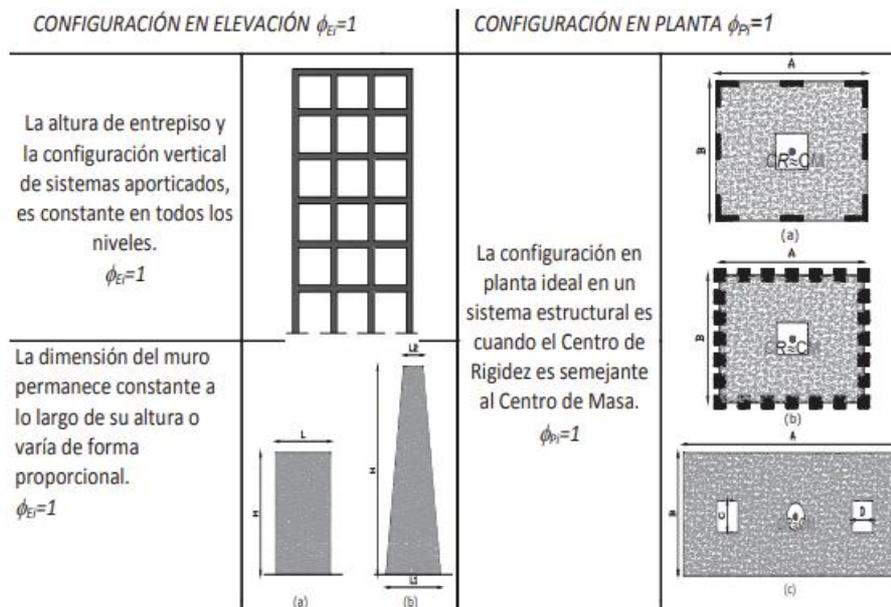
Los elementos estructurales, tales como columnas, vigas y losas, desempeñan un papel crucial en el diseño arquitectónico y son fundamentales para garantizar una adecuada resistencia sísmica. Estas configuraciones, tanto en planta como en elevación, son implementadas a través de construcción simétrica y asimétrica, que produce cambios significativos en la rigidez y la resistencia de la estructura.

2.9.5. Configuraciones Regulares.

Este tipo de edificaciones se caracterizan por la ausencia de discontinuidades significativas y forma simétrica en su configuración vertical, en planta o en su sistema de pórticos y muros portantes que resisten fuerzas laterales. Esto se busca con el fin de prevenir una distribución desigual de las masas en la estructura, lo que podría comprometer su estabilidad y desempeño estructural ante el movimiento sísmico. (Gonzalez Rios, 2022)

Figura 19

Configuración estructural recomendada



Nota: Tomado de la tabla 11 (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.6. Configuraciones irregulares no recomendadas.

Estas estructuras no están equilibradas geoméricamente, ya sea con el propósito de resaltar su diseño arquitectónico, presentan problemas infraestructurales al experimentar mayores deflexiones durante un evento sísmico.

Se debe castigar los factores por configuración en elevación y planta, como retrocesos o voladizos excesivos, discontinuidades en el sistema de pisos y ejes de columnas no paralelos (Loyaga & Tupiza, 2019, p. 6). Estos factores desfavorables provocan un incremento en las irregularidades, lo que resulta en una penalización de estos valores y en un aumento del cortante de diseño, el cual proporciona la máxima resistencia a la estructura. No obstante, no asegura un comportamiento sísmico óptimo de la edificación. (NEC-SE-DS, 2015)

Figura 20

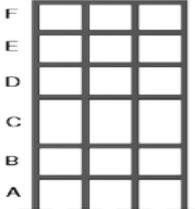
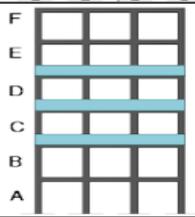
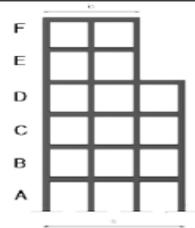
Configuraciones estructurales no recomendadas

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>		

Nota: Tomado de la tabla 12 (NEC-SE-DS, 2015)

Figura 21

Coeficiente de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota: Tomado de la tabla 13 (NEC-SE-DS, 2015)

2.10. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

El desempeño tiene como objetivo de rendimiento identificar uno o varios niveles de peligro sísmico, abarcando tanto los aspectos estructurales y no estructurales. en este segundo desempeño no estructural, reflejan cinco niveles de desempeño no estructural, adecuadamente controlados para un edificio, se diferencian de otras normativas como FEMA 356, que solo contempla cuatro niveles. La evaluación del riesgo sísmico dependerá de la ubicación de la edificación en relación con las fallas activas, así como de las características geológicas y geotécnicas específicas del terreno a nivel regional. (ASCE/SEI 41-23., 2023)

Tabla 3*Daños por nivel de desempeño*

Nivel de desempeño no estructural y Designación	Descripción del estado de daños posteriores al terremoto
Operacional N-A	Los componentes no estructurales pueden cumplir las funciones que desempeñaban en el edificio antes del terremoto. Se espera que los componentes no estructurales que cumplan con los criterios de aceptación de esta norma para Desempeño Operacional No Estructural (N-A) y los requisitos de ASCE 7, Capítulo 13, donde $I_p = 1.5$, alcancen este estado posterior al terremoto.
Retención de posición N-B	Los componentes no estructurales pueden dañarse hasta el punto de que no puedan funcionar inmediatamente, pero están asegurados en su lugar para evitar daños causados por caídas, vuelcos o roturas de las conexiones de servicios públicos. Los sistemas de acceso al edificio y de seguridad humana, incluidas puertas, escaleras, ascensores, iluminación de emergencia, alarmas contra incendios y sistemas de extinción de incendios, generalmente permanecen disponibles y operativos, siempre que los servicios públicos y de energía estén disponibles. Se espera que los componentes no estructurales que cumplen con los criterios de aceptación de esta norma para el desempeño no estructural de retención de posición (N-B) y los requisitos de ASCE 7, Capítulo 13, alcancen este estado posterior al terremoto.
Seguridad de vida N-C	Los componentes no estructurales pueden resultar dañados, pero el daño resultante no representa una amenaza para la seguridad de la vida. Se espera que los componentes no estructurales que cumplan con los criterios de aceptación de esta norma para el desempeño no estructural (N-C) de seguridad humana y los requisitos de ASCE 7, Capítulo 13, alcancen este estado posterior al terremoto.
Peligros reducidos N-D	Los componentes no estructurales están dañados y podrían potencialmente crear riesgos de caídas, pero los componentes no estructurales de alto riesgo identificados en ASCE 7, Tabla 13.1-1, están asegurados para evitar caídas en áreas de reunión pública o los riesgos de caídas de esos componentes podrían representar un riesgo para la seguridad de la vida de muchas personas. La preservación de la salida, la protección de los sistemas de extinción de incendios y cuestiones similares de seguridad humana no se abordan en este Nivel de Desempeño No Estructural.
Desempeño no estructural no considerado N-E	Se utiliza cuando una evaluación o modernización no aborda todos los componentes no estructurales de uno de los niveles en las secciones anteriores.

Nota: Adaptado de la Tabla 2-2 (ASCE/SEI 41-23., 2023, p. 22)

El rendimiento de un edificio se describe durante y después de un episodio sísmico por lo que en el exterior se verifica lo niveles de rendimiento diagnosticando los niveles probabilísticos problemáticos y amplia frecuencia con periodos de retorno. (FEMA 356, 2000)

Tabla 4

Niveles de riesgo sísmico

Evento sísmico con probabilidad de ocurrencia	Período de retorno medio (años)
50% /50 años	72
20% /50 años	225
10% /50 años	475
2% /50 años	2475

Nota: Adaptado de la norma (FEMA 356, 2000, p. 1–8)

2.10.1. Análisis estático no lineal.

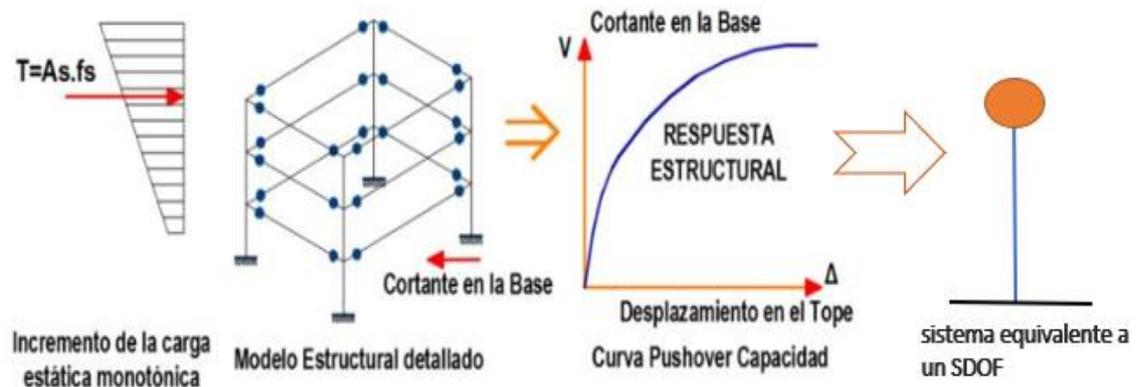
En los últimos años, diversos expertos en ingeniería han recopilado información sobre Análisis Modal Pushover (MPA) en la aplicación de edificios asimétricos, reconociéndolo como una herramienta fundamental en el ámbito de la ingeniería estructural. Al someterse una asignación de fuerzas laterales en toda la altura, común en el análisis de empuje plano estándar en los centros de masa del piso, se lleva a cabo un análisis estático no lineal. El (MPA) tiene en cuenta las contribuciones de todos los modos de vibración que son relevantes en las demandas sísmicas. Aunque conserva la simplicidad conceptual y la eficiencia computacional de los procedimientos push-over estándar con distribuciones de fuerzas laterales constantes en el tiempo. Este método trabaja mejor en los efectos P- debido a cargas verticales y el cálculo de rotaciones de bisagras plásticas. Su precisión ha sido evaluada en diversos tipos de estructuras, incluyendo pórticos regulares e irregulares. (Chopra & Goel, 2004)

Es importante evaluar la resistencia estructural frente a una demanda sísmica específica, especialmente si la estructura se encuentra en una zona propensa a movimientos telúricos. El análisis estático no lineal se presenta como una opción práctica para determinar la respuesta sísmica de una estructura ante posibles fallos

y niveles de fluencia en ciertos elementos estructurales, en lugar de optar por un análisis no lineal dinámico, que tiene un procedimiento más detallado, pero resulta complejo implementar en una oficina.

Figura 22

Procesos para obtener la curva capacidad en un sistema SDOF



Nota: Adaptado y modificado de la imagen (Ormeño & Aguilar, 2019)

2.11. COMPORTAMIENTO SÍSMICO INELÁSTICO

El modelo de anticipación del colapso previsto de una estructura ante posibles terremotos ha cobrado una importancia creciente con la introducción de la ingeniería basada en el desempeño (PBE) como un enfoque fundamental en la evaluación y diseño sísmico (ATC, 1996; BSSC, 2000). La PBE se vale de la predicción del desempeño para respaldar las decisiones relacionadas con la seguridad y el riesgo, abordando tanto el comportamiento inelástico como los procesos de elasticidad lineal. Los métodos de análisis sísmico inelástico buscan estimar de manera directa las deformaciones y distorsiones inelásticas. (Fema 440, 2005)

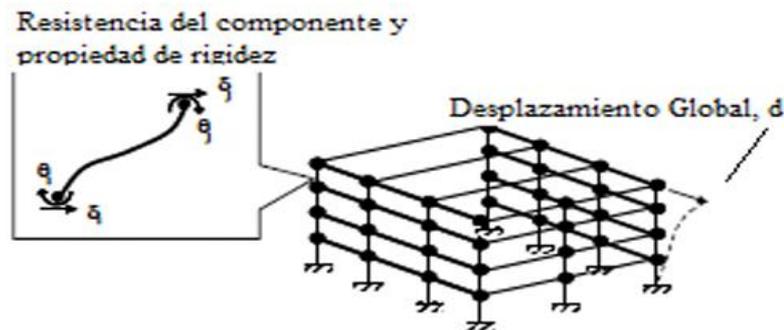
Es fundamental cumplir con los criterios de aceptación para los modelos de demanda, para lo cual se han desarrollado diversos métodos de análisis inelástico-efectivos que se ajustan a las particularidades del terreno afectado por movimientos sísmicos.

2.11.1. Modelo estructural.

En el análisis exhaustivo del comportamiento inelástico de las estructuras, se utiliza un enfoque basado en elementos finitos lineales elásticos. Este modelo tiene en cuenta la resistencia post-elástica y la deformación de los elementos estructurales. Es de suma importancia integrar los aspectos geotécnicos específicos relacionados con la cimentación, así como los resultados de pruebas en componentes individuales o análisis teóricos (consulte la Figura 23). La información relevante se encuentra recopilada en los documentos ATC-40 y FEMA 356. En ciertas circunstancias, los ingenieros simplifican las estructuras detalladas mediante la utilización de modelos equivalentes de múltiples grados de libertad. Por ejemplo, cuando el acoplamiento rotacional entre elementos verticales de flexión es insignificante, como en muros de corte en voladizo o marcos arriostrados, o en presencia de mecanismos de corte, como en el caso de vigas fuertes/columnas débiles, se puede optar por un modelo simplificado. Otra simplificación común en el análisis de estructuras detalladas es la técnica conocida como "pushover" o las curvas de "capacidad". (Fema 440, 2005)

Figura 23

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

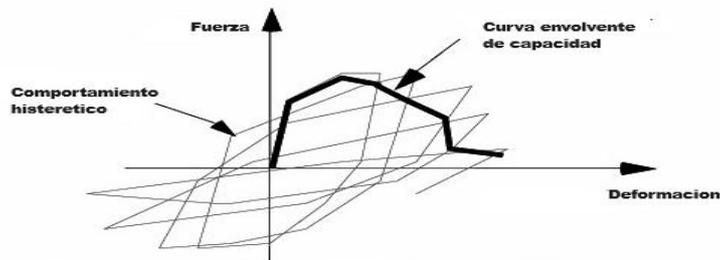


Nota. Tomado y modificado de(Fema 440, 2005, p. 2-2)

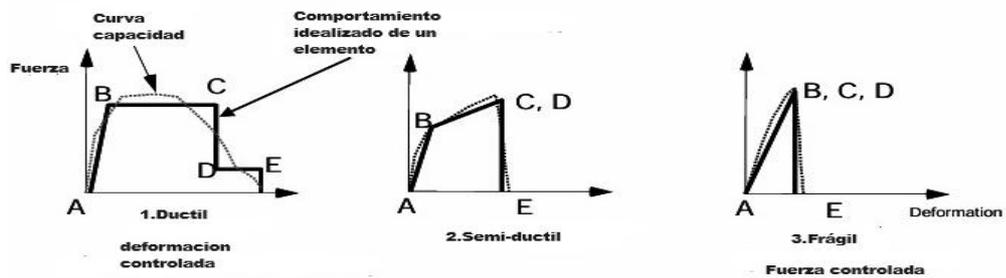
Figura 24

Comportamiento histerético y su relación con los comportamientos de fuerza vs deformación

a) Curva envolvente de capacidad (Representación del comportamiento Histerético)



b) Propiedades de comportamiento de los diferentes modelos de análisis .

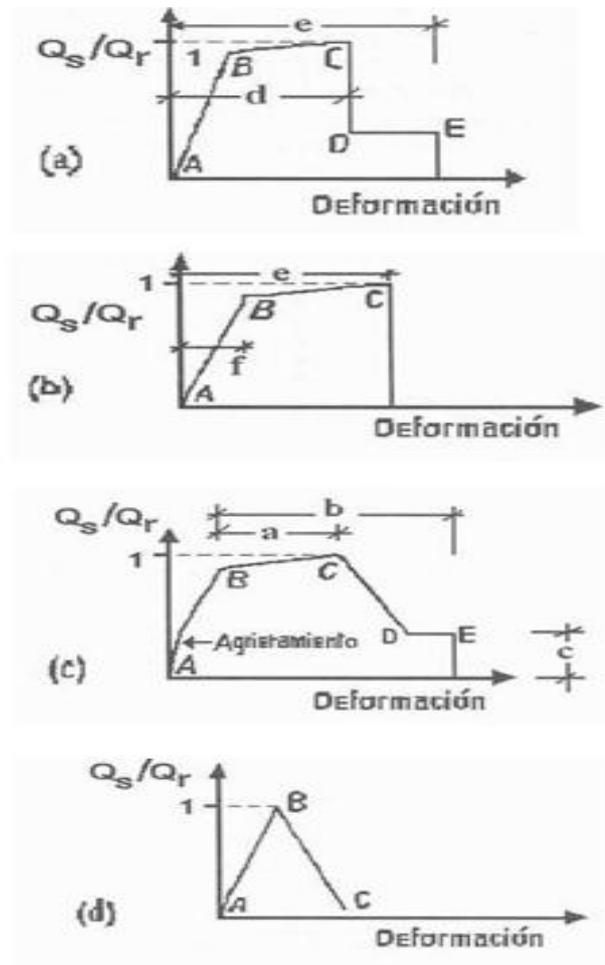


Nota. Tomado y modificado de (Fema 440, 2005, p. 2-3)

La curva de capacidad describe la respuesta global de la estructura. Con el propósito de validarla, se generan curvas de capacidad locales que ilustran el comportamiento histerético de manera específica. Los términos clave en este proceso son la demanda sísmica (Q_s) y la capacidad resistente (Q_r), los cuales están definidos en distintas normas, en este caso se muestra en FEMA 273. En este parámetro se detallan la deformación posterior a la cedencia, las cuales se caracterizan a través a, b, c, o d en función de los distintos gráficos que representan las deformaciones. (Lobo Quintero, 2016)

Figura 25

Curvas idealizadas de capacidad local



Nota. Tomado de (Lobo Quintero, 2016)

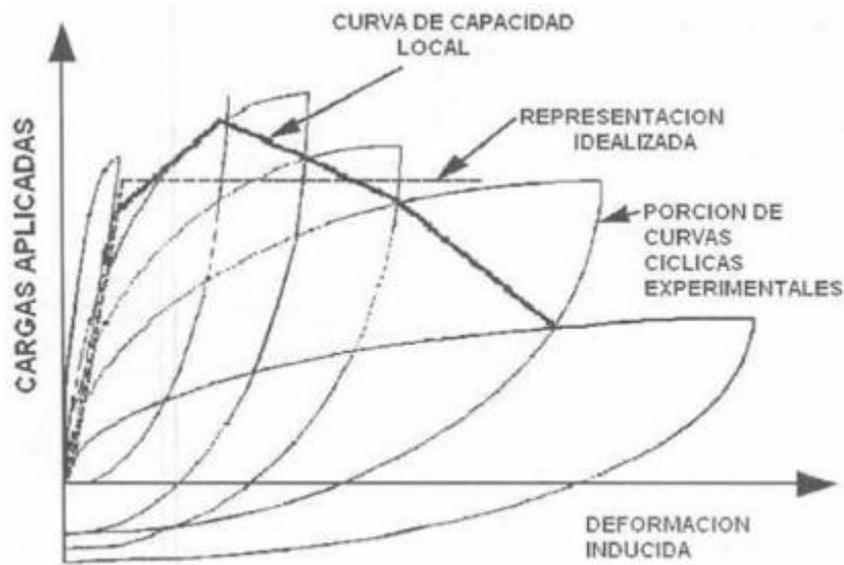
A y C, la ductilidad considerada como deformación controlada, trabaja al 100%, produciendo plastificación.

B, la ductilidad media, está limitada porque no alcanza el 100% de comportamiento plástico.

D, Frágil, considerado como fuerza controlada ante la carga última, falla al instante al llegar solo a la zona elástica.

Figura 26

Curvas capacidad local



Nota. Tomado de (FEMA 273, 1997)

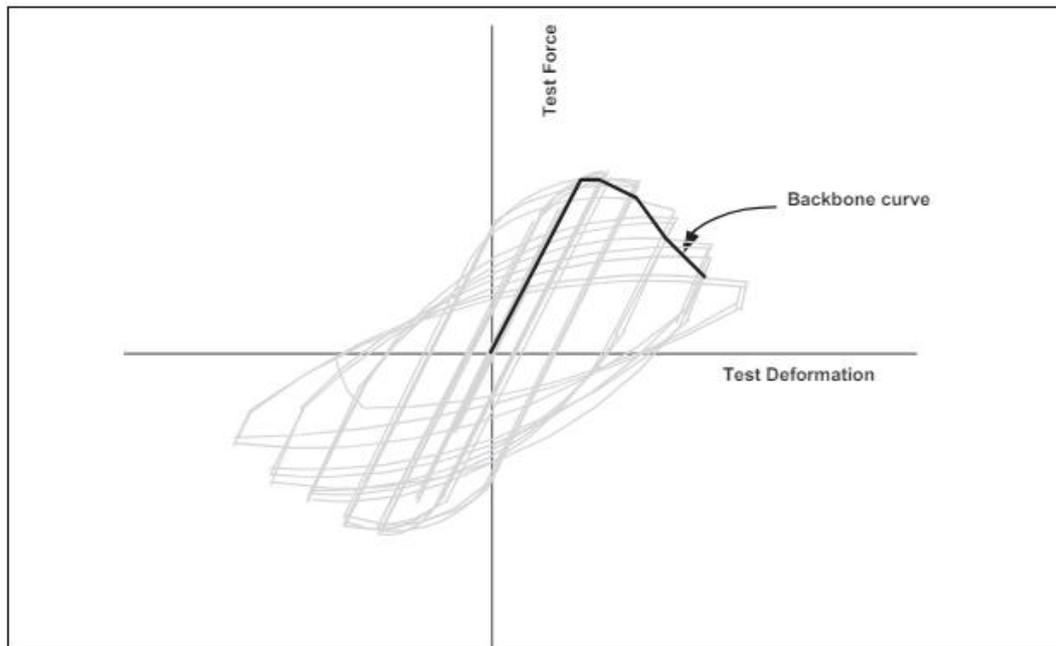
2.11.2. Parámetro de validación y diseño.

Es fundamental seguir criterios específicos para desarrollar un modelo idealizado de deformación ante cargas laterales, basado en experimentos. La curva resultante debe ser trazada en un solo cuadrante, comparando cargas positivas con deformación positiva y cargas negativas con deformación negativa. (FEMA 273, 1997)

La curva principal se representará mediante una serie de segmentos lineales que conformarán una curva de múltiples segmentos. Posteriormente, se compararán las curvas multilineales entre sí para derivar una representación promedio del comportamiento del subconjunto en relación a estas curvas. Cada segmento de la curva compuesta se asignará con la rigidez promedio de elementos similares en los segmentos de las curvas multilineales aproximadas. (FEMA 273, 1997)

Figura 27

Curva principal para datos experimentales



Nota. Tomado de (FEMA 273, 1997, p. 2–45)

2.12. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MATERIALES

2.12.1. Curva esfuerzo-deformación.

La representación gráfica (F y E) se erige como una herramienta esencial para la minuciosa evaluación de las propiedades de los materiales y elementos estructurales. A lo largo del tiempo, han surgido diversos modelos, tanto idealizados como simplificados, destinados al análisis de concreto y acero. Es preciso poseer un profundo conocimiento de las características de cada material previo a la aplicación de un modelo experimental.

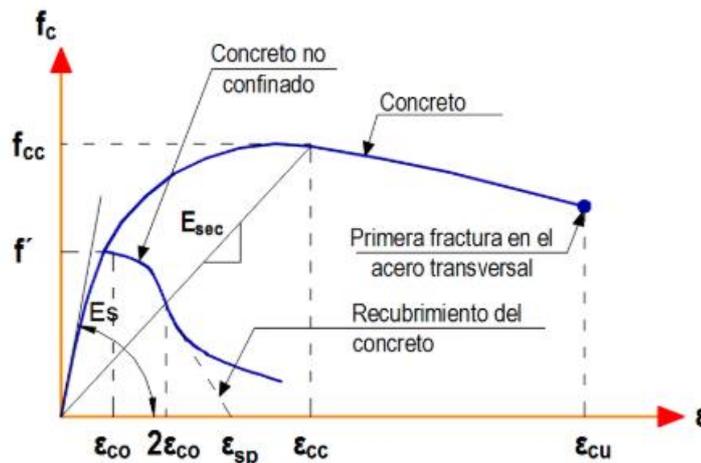
En un análisis no lineal, es crucial considerar la resistencia máxima a esfuerzos de compresión (f'_c) del hormigón armado, junto con otras propiedades mecánicas como las deformaciones unitarias máximas ϵ_{max} , las deformaciones unitarias últimas ϵ_{ult} y el módulo de elasticidad (E) para la obtención de la curva esfuerzo-deformación. (Calcina Peña, 2017)

2.12.2. Modelo Mander.

Se hace imprescindible adoptar un enfoque riguroso en el diseño de columnas en la zona de bisagra plástica, donde la ductilidad desempeña un papel fundamental. Este proceso implica la inclusión de un adecuado refuerzo transversal, como espirales, aros circulares o disposiciones rectangulares de acero, con el propósito de confinar el hormigón comprimido y prevenir diversos tipos de fallo, incluidas las fallas por corte. La investigación ha evidenciado que el confinamiento del hormigón a través de disposiciones normativas apropiadas de refuerzo transversal conlleva a un notable incremento tanto en la resistencia como en la ductilidad del hormigón comprimido. Específicamente, la mejora en la resistencia derivada del confinamiento y en la pendiente del descenso de la rama de la representación tensión vs deformación del concreto ejercen una influencia significativa en la resistencia a la flexión y la ductilidad de los pilares. (Mander et al., 1988)

Figura 28

Comparación de los modelos esfuerzo - deformación para un concreto simple y uno confinado



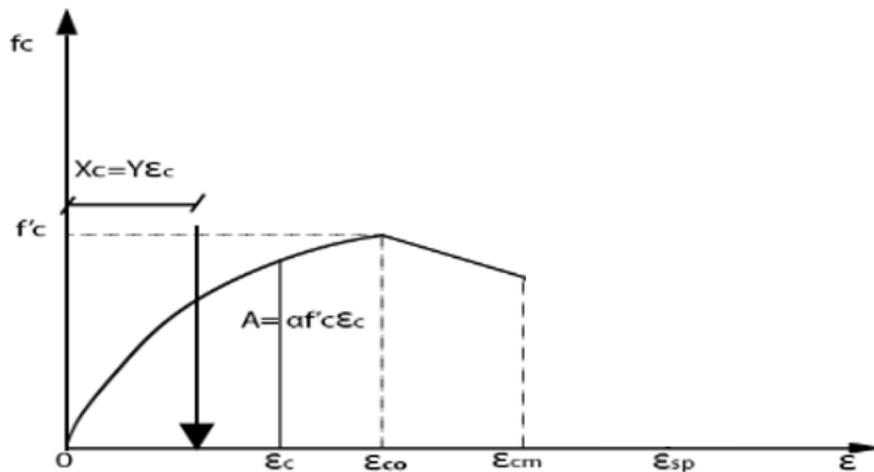
Nota. Basado en Mander- 1988 y tomada de (Calcina Peña, 2017)

2.12.3. Modelo de Hognestad para concreto simples.

Este modelo es ampliamente reconocido por proporcionar resultados más precisos al incorporar un tramo parabólico invertido en conjunto con un tramo lineal. En el recorrido parabólico el punto final corresponde al valor máximo de esfuerzo del hormigón no confinado (f'_c) y a una deformación específica asociada ($\epsilon_{co} = 0.002$). A partir de este punto, se inicia el tramo lineal que se extiende hasta alcanzar una deformación de ruptura final ($\epsilon_{cm} = 0.0038$) con un esfuerzo de $0.85f'_c$. (Pinedo Mori & Taipe Osaita, 2022)

Figura 29

Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado



Nota. Basado en Hognestad-1951 y tomada de (Pinedo Mori & Taipe Osaita, 2022)

2.12.4. Modelo para el Acero de refuerzo.

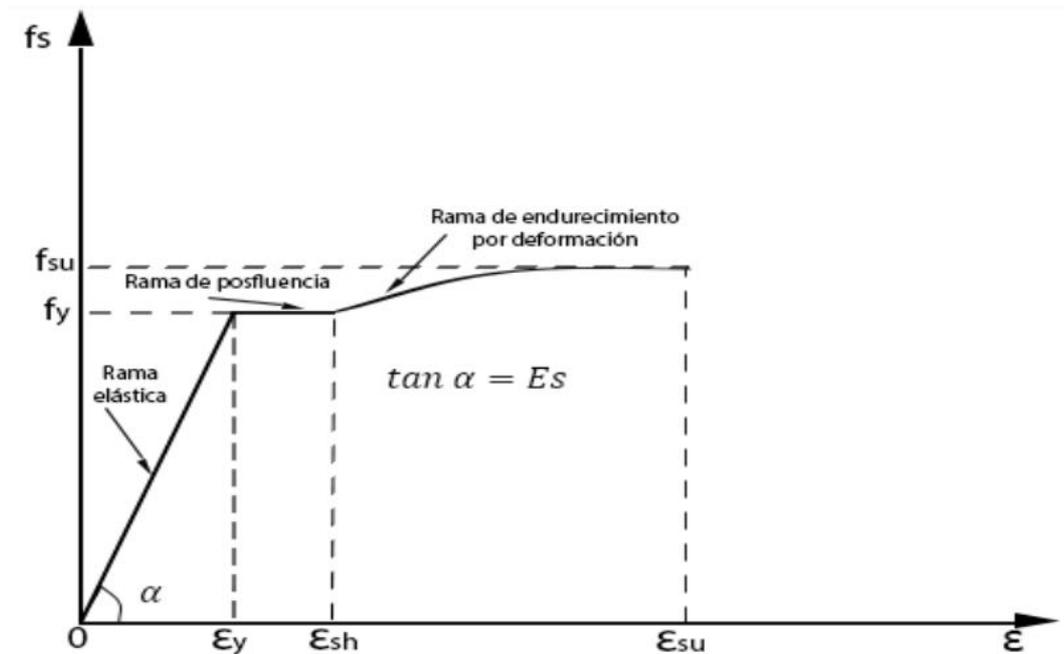
se ha reconocido la capacidad del acero de refuerzo para resistir esfuerzos de tensión, lo que ha llevado a la búsqueda de un modelo analítico que proporcione resultados satisfactorios. Aunque el modelo elasto-plástico bilineal es ampliamente utilizado, presenta una limitación significativa al no poder manejar esfuerzos superiores a los de fluencia, lo que lo desaconseja para aplicaciones en diseño sísmico.

Por otro lado, autores como Park y Paulay (1975) han propuesto un enfoque más completo que aborda el análisis detallado de la zona de endurecimiento, es decir, el esfuerzo que se manifiesta después de la fluencia del material. Este planteamiento

establece una definición por deformación en un intervalo determinado $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$, donde ε_{su} deformación unitaria última y ε_{sh} la deformación unitaria de inicio de endurecimiento del material. (Cuesvas Rosero, 2020)

Figura 30

Curva de acero de esfuerzo y deformación



Nota. Basado en (Park & Paulay, 1975)

2.13. MOMENTO CURVATURA

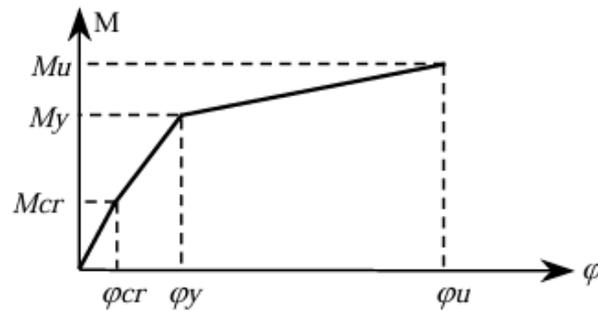
En el marco del Análisis Sísmico No Lineal, resulta crucial examinar detalladamente las relaciones entre momento y curvatura en los elementos estructurales principales. Esta evaluación proporciona información fundamental sobre la capacidad, reserva y demanda de ductilidad en términos de curvatura. Además, se emplean fórmulas respaldadas en bases analíticas y experimentales para aproximar con precisión los puntos notables de la relación momento-curvatura.

En los gráficos momento-curvatura, el área bajo la curva representa la energía interna del sistema. La sección correspondiente a la región elástica refleja la energía de deformación acumulada en el elemento, mientras que el área bajo la región de post-fluencia indica la energía disipada durante las deformaciones plásticas. El análisis del diagrama permite obtener valores clave, como la capacidad máxima a flexión (M_u), la curvatura última (ϕ_u) y los datos de momento y curvatura de fluencia. Estos datos son esenciales para llevar a cabo comparaciones las demandas

durante el proceso de diseño. Por ende, resulta obligatorio determinar la ductilidad en términos de curvatura ($\mu\phi$) de la sección del elemento estructural a diseñar, dado que esta característica proporciona información vital sobre la edificación si es dúctil o no. (Calderón, 2019)

Figura 31

Puntos notables del diagrama momento – curvatura

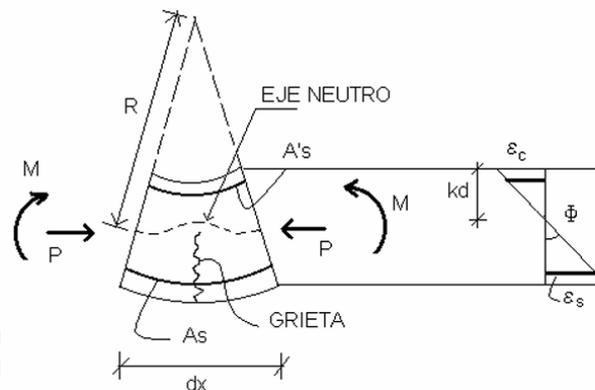


Nota. M_{cr} , ϕ_{cr} : El momento y la curvatura de agrietamiento de la sección. Para su cálculo se puede ignorar la presencia del acero de refuerzo. Tomado de (Ottazzi, 2004, p. 110)

En el diseño de hormigón armado Aguiar (2002)., la obtención de los diagramas momento-curvatura de una sección se logra a partir de las gráficas esfuerzo-deformación de los materiales de concreto y del acero, cuya influencia depende de la geometría de la sección y del tipo de refuerzo longitudinal y transversal (Calderón, 2019).

Figura 32

Curvatura de un elemento



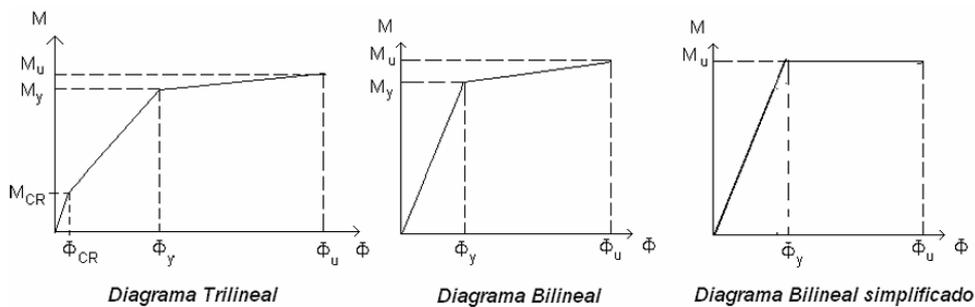
Nota. Tomado de (Ottazzi, 2004, p. 102)

2.13.1. Determinación aproximada de la relación momento – curvatura.

Para realizar cálculos de manera rápida, es factible simplificar los diagramas momento-curvatura. En la Figura 33 se presentan tres posibles simplificaciones para la elaboración de estos diagramas en una sección sometida a flexión pura. El enfoque más simple y directo es el Bilineal Simplificado por que requiere únicamente tres valores: las curvaturas de fluencia y última, y el momento último (nominal) que la sección puede resistir. (Ottazzi, 2004, p. 110)

Figura 33

Aproximación en diagramas momento – curvatura



Nota. Tomado de (Ottazzi, 2004, p. 110)

2.13.2. Rotulas Plásticas.

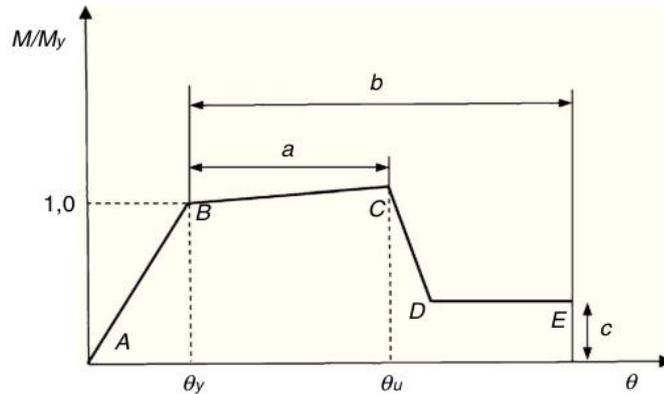
Las rotulas plásticas están relacionados con los mecanismos en zonas específicas optadas por los elementos estructurales el cual permite aquella disipación de energía, teniendo una mejor distribución en base a su comportamiento global que llega a tener la estructura a través de las acciones sísmicas. Estas se logran apreciar una vez que el elemento sobrepasa su momento plástico. (García Núñez, 2018)

Por ello se necesita conocer el comportamiento de las secciones de cada elemento estructural mediante sus estados de plastificación y rotura para establecer adecuadamente aquellos parámetros de las rotulas plásticas a través del análisis no lineal, entre ellos tenemos el M_y y θ_y , momento y giro de plastificación

respectivamente y el giro ultimo que tiene cada sección. Se representa a través de la siguiente figura como es su diagrama de curvatura. (López López et al., 2017)

Figura 34

Relación de momento-giro para las rotulas plásticas

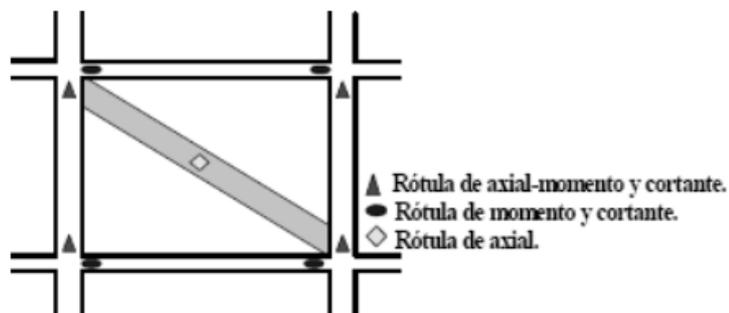


Nota. Tomado de (López López et al., 2017)

En la diagonal de mampostería se colocan rotulas que representan la carga axial, esta a su vez debe ser colocada en la parte media del elemento (Carrillo & González, 2007). Mientras que las rotulas plásticas en las columnas y vigas estarán colocadas en los extremos de cada elemento. En la Figura se presenta un pórtico de la manera que será estructurada las rotulas en base a su parámetro establecido por el ASCE 41-23.

Figura 35

Colocación de rotulas plasticas



Nota. Tomado de (AL-CHAAR, 2002)

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

El amortiguamiento viscoso se ejecuta mediante la utilización de aproximaciones de la rigidez secante, considerando la rigidez lineal efectiva y siguiendo diversas reglas establecidas en un margen del 5% (β_{eq}). El amortiguamiento histerético, identificado por el término (β_0), está estrechamente relacionado con el área de la gráfica de fuerza sísmica cortante en la base frente al desplazamiento de la estructura, siendo una parte crucial en el rango inelástico de la respuesta sísmica. (ATC-40, 1996)

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.051 = \frac{E_0}{E_5} \quad \text{Ec. (22)}$$

$$\beta_0 = \frac{1 \cdot E_D}{4\pi \cdot E_{SO}} \quad \text{Ec. (23)}$$

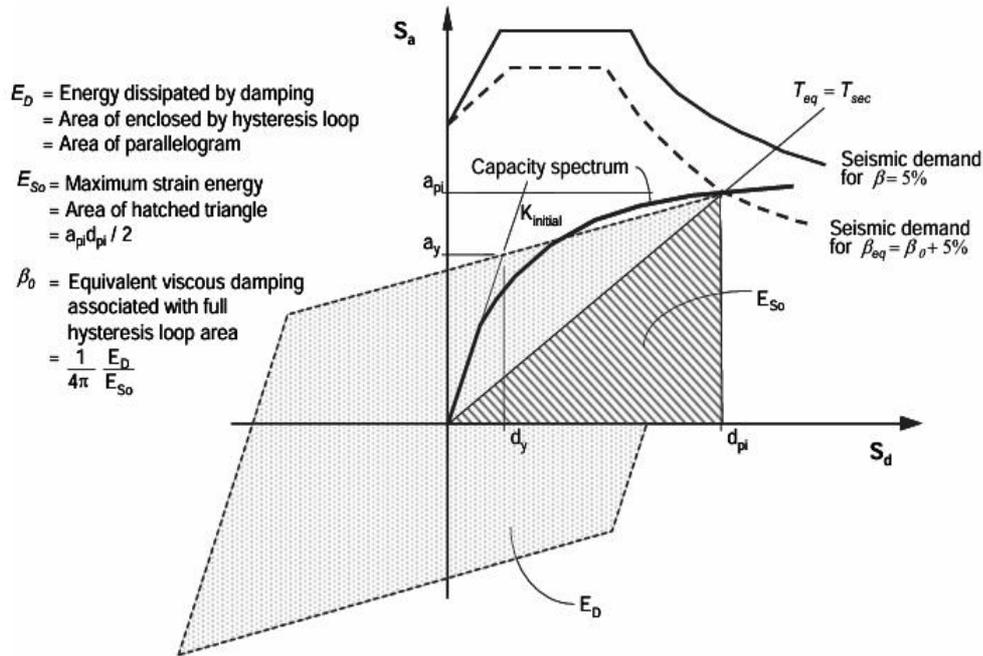
El enfoque de espectro de capacidad, inicialmente establecido en las normas ATC 40 y posteriormente actualizado en la FEMA 440, describe el proceso de linealización equivalente. Su objetivo radica en estimar el desplazamiento no lineal máximo al considerar el periodo efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (B_{eff}), los cuales están determinados por el periodo, el amortiguamiento inicial y la ductilidad demandada características de la curva Pushover. (Pinedo Mori & Taipe Osaita, 2022)

Para el desarrollo del método se debe cumplir con 3 procesos:

- Amortiguamiento efectivo
- Periodo efectivo
- Espectro de respuesta de aceleraciones y desplazamientos modificado (MADRS)

Figura 36

Método Capacidad-Espectro de linealización equivalente, en relación con la figura del ATC-40



Nota. Tomado de (Fema 440, 2005, p. 2-11)

En la linealización equivalente, se busca que la deformación máxima inelástica de un sistema SDOF no lineal se aproxime al comportamiento de un sistema SDOF elástico lineal con un periodo y una relación de amortiguamiento mayores que los del sistema no lineal. En el Método Capacidad-Espectro del ATC-40, el proceso se inicia con la generación de una relación fuerza-deformación para la estructura, siguiendo un enfoque similar al del método del coeficiente de la FEMA 356, con la particularidad de que los resultados se presentan en aceleración Formato de espectro de respuesta de desplazamiento (ADRS). (Fema 440, 2005)

2.13.4. Comportamiento histerético.

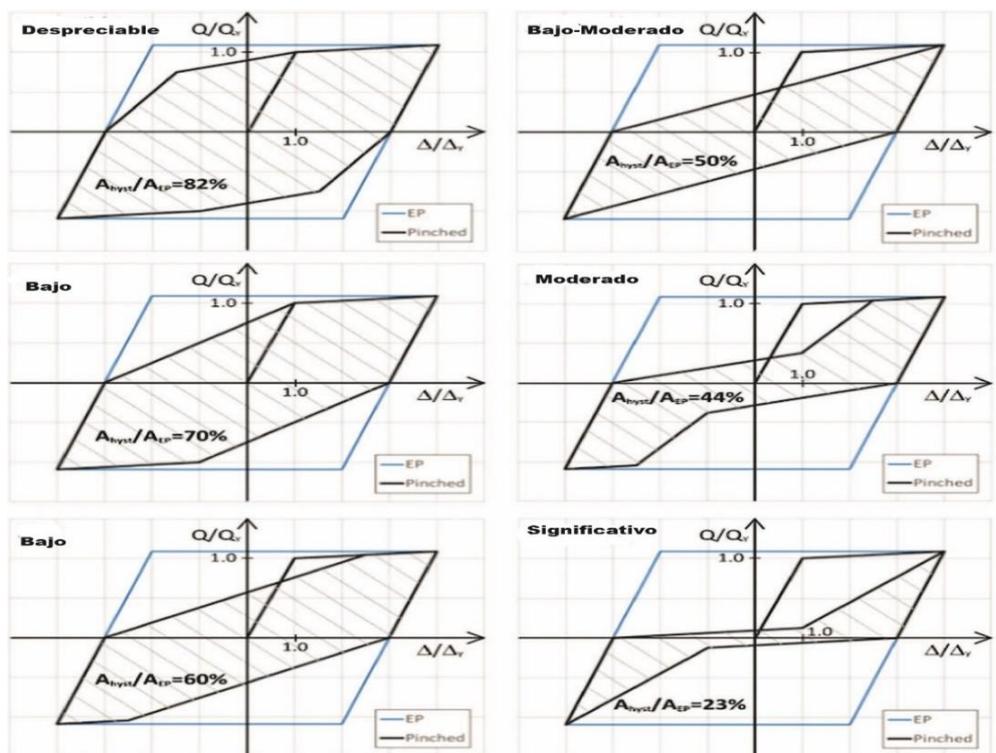
La histéresis se relaciona con una propiedad fundamental de los materiales manifestándose a través de una curva que representa la deformación de un material bajo cargas repetidas. La curva histórica debe ser lo más estrecha posible, de esta manera se indica que el material es capaz de recuperar su forma original casi exacta a través de la deformación. En el caso de materiales como el concreto armado, la

histéresis puede estar influenciada por diversos factores, como la intensidad de la fuerza aplicada y el historial de carga. Se ha observado que existen múltiples variables que afectan el comportamiento histerético, tales como la geometría de la sección transversal del elemento estructural, la distribución y cantidad de refuerzo de acero, la presencia de acero transversal por cortante y el nivel de confinamiento del material. (V. F. Sánchez, 2017)

Es fundamental verificar la histéresis del componente en comparación con la histéresis medida en todos los campos posibles donde suceda las deformaciones. El modelo matemático empleado para la acción de los componentes debe asegurar una correspondencia adecuada entre la forma del ciclo de histéresis nominal y el ciclo de histéresis de prueba para cada tipo de componente, así como la cantidad de energía disipada durante el proceso histerético. (ASCE/SEI 41-23., 2023)

Figura 37

La energía histerético inelástica disipada por acciones



Nota. Tomado del (ASCE/SEI 41-23., 2023, p. 420)

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo de investigación.

En el presente trabajo se aplicará la “investigación aplicada”, en donde se busca implicar el desarrollo y la aplicación de métodos de evaluación sísmica para estructuras de hormigón armado con columnas cortas. Se utilizarán normativas y estándares de diseño sísmico, así como software de modelado estructural para simular y analizar el comportamiento de diferentes configuraciones de columnas cortas ante cargas sísmicas.

3.1.2. Nivel de investigación.

La investigación aborda dos tipos de niveles de investigación, el explicativo y el descriptivo, puesto que se busca explicar y describir cómo las columnas cortas influyen en el comportamiento sísmico de tu estructura mediante el análisis del modelo estructural en el software ETABS.

3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método de investigación.

Este estudio empleará un enfoque cuantitativo utilizando el software ETABS para recopilar datos numéricos sobre el desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado con columnas cortas. La elección de este método se basa en su capacidad para proporcionar mediciones precisas y reproducibles, facilitando el análisis estadístico de las variables pertinentes. (Abad Cisneros, 2024)

3.2.2. Enfoque de la investigación.

El presente estudio adopta un enfoque cuantitativo, en donde según Hernández Sampieri et al., (2006) este tipo de enfoque se apoya en un proceso deductivo y sistemático cuyo objetivo es proyectar preguntas de investigación y a su vez generar hipótesis que luego son sometidas a prueba.

3.2.3. Diseño de la investigación.

De acuerdo con Sousa et al., (2007), el presente caso de estudio maneja un diseño de investigación de tipo “no experimental”, esto se debe a que la investigación se centró en el análisis teórico empleando normativas como base, junto con la realización de simulaciones en software de análisis estructural.

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población.

Según Rojas (2024) la población hace referencia al conjunto completo de elementos o individuos que comparten una característica común y sobre los cuales se desea obtener información o realizar inferencias. En el presente caso de estudio, se plantea que la población no es aplicable.

3.3.2. Muestra.

Una muestra es un subconjunto representativo de una población más grande que se selecciona para realizar un estudio o una investigación. (Rojas, 2017)

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 1.3.1, se determina que en este estudio tampoco es aplicable la determinación de la muestra.

3.3.3. Muestreo.

En el presente trabajo no es aplicable el muestreo, pues no se determina una población y muestra.

3.4. ESPECIFICACIONES GENERALES DE LA EDIFICACIÓN

3.4.1. Modelo base de la estructura.

El edificio que se pretende estudiar y diseñar, es inédito de los autores de este trabajo de titulación. Se trata de una edificación para una zona residencial que cuenta con 8 pisos y una altura de entrepiso de 3 metros. Su planta arquitectónica posee forma rectangular con un área de 700.12 m². Una de las principales características que tiene la estructura, es que presenta influencia de columna corta en su parte exterior, para tener una idea clara de cómo funciona este tipo de sistema ante la acción de un evento sísmico. A continuación, se presentan las vistas arquitectónicas de la estructura:

Figura 38

Vista 3D de la estructura con columnas cortas, “caso de estudio”



Figura 39

Distribución de planta arquitectónica, "caso de estudio"

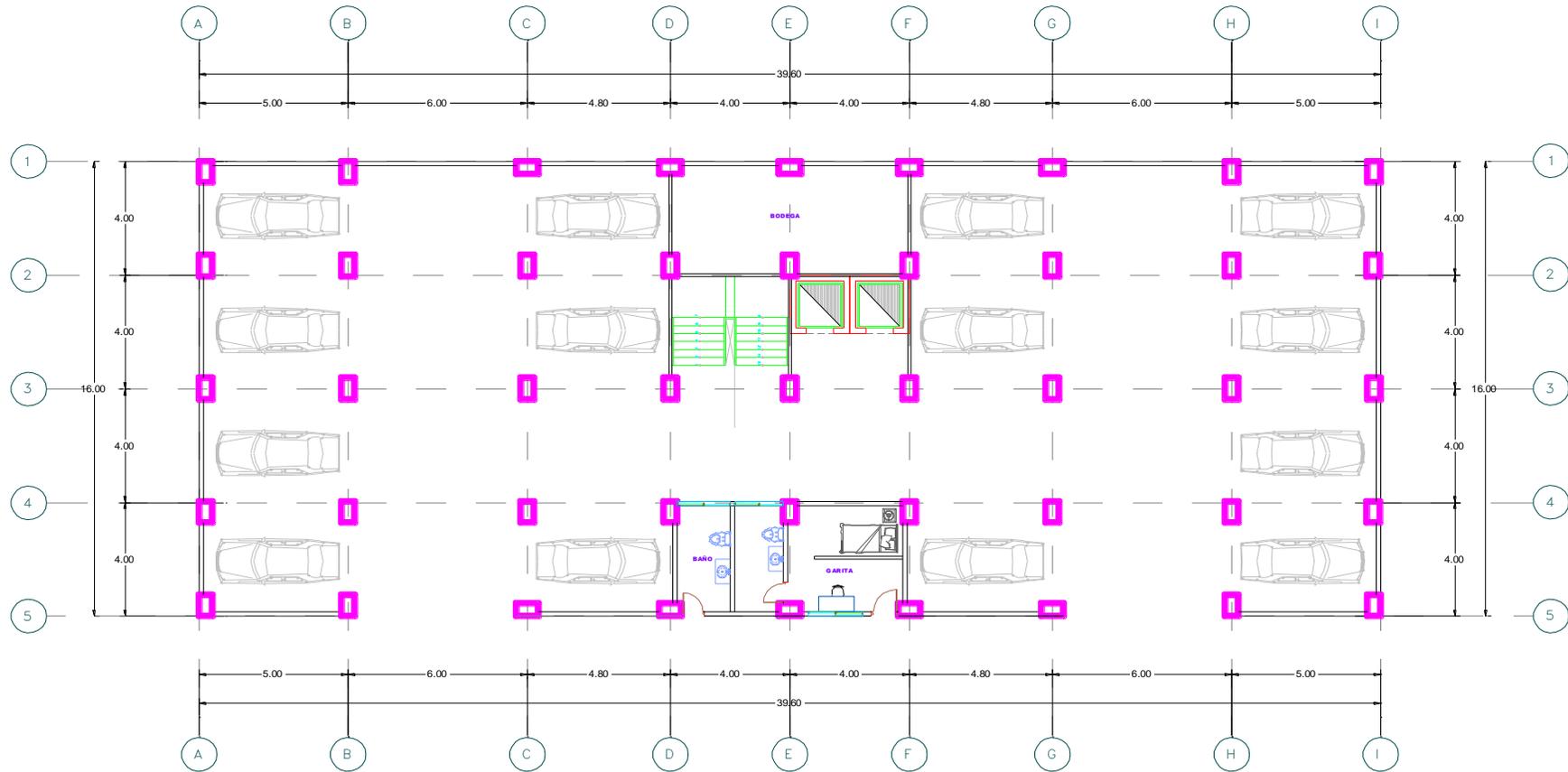
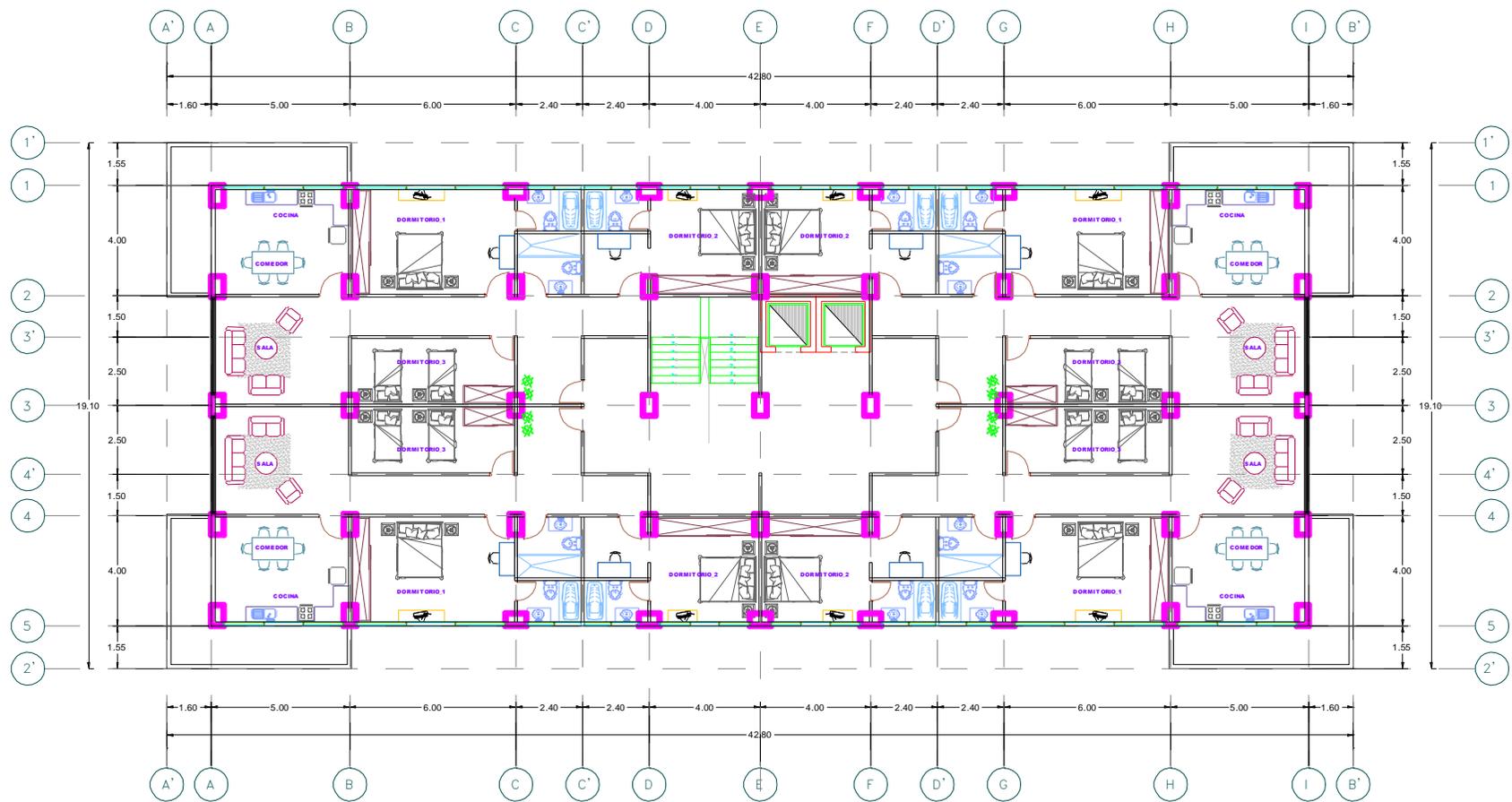


Figura 40

Distribución arquitectónica del P1 al P7 del edificio, “caso de estudio”



3.5. DESCRIPCIÓN DE MATERIALES

3.5.1. Hormigón.

Para la resistencia a la compresión del hormigón, se tomará en cuenta las siguientes normas (ACI 318, 2019; NEC-SE-HM, 2015), el cual es un factor muy influyente que nos ayuda a establecer aquellos parámetros en los cálculos de las dimensiones de los elementos estructurales. Los datos y expresiones utilizadas para el hormigón se detallan en la Tabla 5.

Tabla 5

Propiedades del hormigón

Propiedades del hormigón		
Resistencia a la compresión ($f'c$)	240	kg/cm^2
Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	$15100 \sqrt{f'c}$	kg/cm^2
Relación de poisson (ν)	0.2	
Peso específico del hormigón (γ)	2400	kg/cm^3

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019; NEC-SE-HM, 2015)

3.5.2. Acero de refuerzo.

Para el acero de refuerzo con el que se va a trabajar se tomaran en cuenta las siguientes normas (ACI 318, 2019; NEC-SE-HM, 2015), y en la Tabla 6 se muestran sus propiedades.

Tabla 6

Propiedades del acero de refuerzo

Propiedades del acero de refuerzo		
Resistencia a la fluencia (fy)	4200	kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero (Es)	2100000	kg/cm^2
Relación de poisson (ν)	0.3	
Peso específico del acero (γ)	7850	kg/cm^3

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019; NEC-SE-HM, 2015)

3.5.3. Mampostería.

En base a la resistencia a la compresión de la mampostería adopta a la zona de estudio se toma en cuenta este parámetro, mientras que las fórmulas a usar para sus características, se toma en cuenta aquellas teorías de (Crisafulli, 1997; Bazán y Meli, 1980) y se opta por los siguientes criterios mostrados en la Tabla 7.

Tabla 7

Propiedades de la mampostería

Propiedades de la mampostería		
Resistencia a la compresión ($f'm$)	35	kg/cm^2
Módulo de elasticidad de la mampostería (E_m)	$500f'm$	kg/cm^2
Resistencia al corte de la mampostería ($v'm$)	$0.18\sqrt{f'm}$	kg/cm^2
Relación de poisson (ν)	0.2	

Nota: Tomado de (Crisafulli, 1997; Bazán y Meli, 1980)

3.6. CARGAS

Los parámetros establecidos para las cargas que se tomaron en cuenta tanto vivas como muertas están basadas en la NEC-SE-CG (2015), estas a su vez influyen en la estructura de tal forma que se puede apreciar su comportamiento ante estas sollicitaciones de carga mediante un análisis estructural. Este tipo de cargas se definen de dos formas, presentadas a continuación:

3.6.1. Cargas muertas.

Las cargas muertas son aquellas que conforman el peso de la estructura, los cuales están compuesto por vigas, columnas entre otros elementos que permanecen constantes durante la vida útil de la estructura. Este tipo de carga también son conocidas como estáticas ya que nunca cambian su peso, a menos que existan variaciones durante su construcción.

En la Tabla 8 y Tabla 9 que se presentan a continuación se detallan los valores para los distintos tipos de carga que serán tomadas en cuenta durante el proceso de modelado de la estructura.

Tabla 8*Carga muerta Piso 1-7*

Descripción	Carga	Unidad
Cerámica	0.045	t/m2
Instalaciones	0.050	t/m2
Tumbado	0.050	t/m2
Paredes	0.180	t/m2
Enlucido	0.050	t/m2
Losa	0.216	t/m2
Total	0.591	t/m2

*Nota: Aatoria propia***Tabla 9***Carga muerta de cubierta*

Descripción	Carga	Unidad
Instalaciones	0.050	t/m2
Tumbado	0.050	t/m2
Losa	0.216	t/m2
Total	0.316	t/m2

Nota: Aatoria propia

3.6.2. Cargas vivas.

La carga viva es aquella que esta sobreimpuesta en la estructura, es decir, aquella carga móvil que puede ser trasladada de un lugar a otro sin importar el tiempo, para ello se debe establecer cuál será la ocupación que tendrá la estructura y así tener aquella precaución durante su diseño.

A continuación, se presenta la Tabla 10 en donde se abarca la carga viva que va a tener la estructura.

Tabla 10

Carga viva

Ocupación	Carga	Unidad
Residencial	0.2	t/m2
Cubierta no accesible	0.07	t/m2

Nota: Autoria propia

3.7. PREDIMENSIONAMIENTO

3.7.1. Columnas.

Para el cálculo de las dimensiones de las columnas se tomará en cuenta la siguiente fórmula:

$$\text{Área de sección} = \frac{W * n * \text{área de influencia}}{0,25 f'c} \quad \text{Ec. (24)}$$

Donde:

W: Carga Mayorada

n: Número de pisos de la estructura

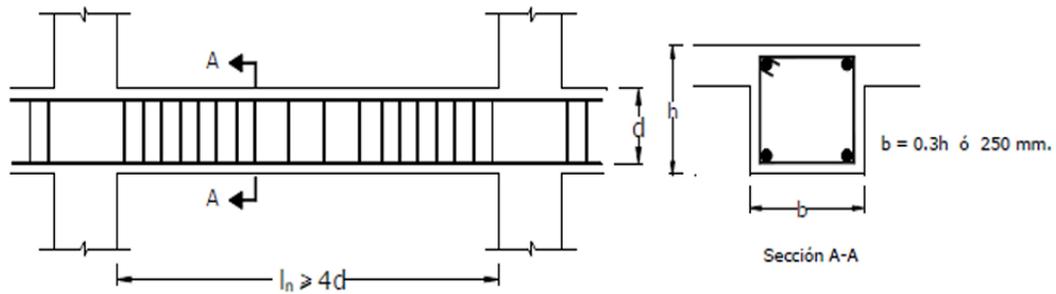
f'c: Resistencia a la compresión del hormigón

3.7.2. Vigas.

Los elementos a flexión deben cumplir ciertos requerimientos mínimos referente a la dimensión de la sección, el cual se muestra a continuación en el siguiente grafico:

Figura 41

Detalles de la sección de la viga sometido a flexión



Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

Dimensiones para los peraltes mínimos que debe cumplir según la Tabla 11.

Tabla 11

Altura mínima de vigas no presforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima (h)
Simplemente apoyada	l/16
Con un extremo continuo	l/18.5
Ambos extremos continuos	l/21
En voladizo	l/8

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

Para el cálculo de las dimensiones de las vigas se tomará en cuenta las siguientes fórmulas:

- Carga ultima:

$$qu = W * L \quad \text{Ec. (25)}$$

Donde:

L: Longitud de la viga

W: Carga mayorada

- Momento último:

$$Mu = \frac{qu * L^2}{10} \quad \text{Ec. (26)}$$

- Altura de la viga

$$h = \sqrt{\frac{Mu * 100}{\phi b f'c w (1 - 0,59w)}} + rec \quad \text{Ec. (27)}$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción (0.9)

w: Cuantía de refuerzo (0.18)

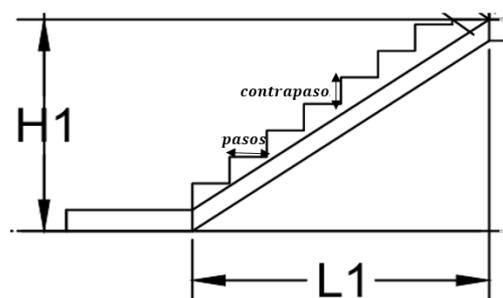
3.7.3. Escalera.

El Prediseño de una escalera se realiza tratándola como una viga inclinada, con el objetivo de cumplir ciertos criterios de espesor y longitud.

Las longitudes de los escalones se seleccionan conforme a las normas de edificación para construcciones en universidades, ese establece un rango entre 16 a 18 cm los contrapisos y para los pasos de 28 a 30 cm (B. S. P. Sánchez & Alvarez, 2018). Este proyecto arquitectónico tiene un uso básico, ya que nuestro enfoque es investigar los problemas estructurales relacionadas con efectos de columnas corta, la cual también influye con el diseño de la escalera. Por lo tanto, se ha optado las dimensiones de los escalones en función de nuestras necesidades de diseño.

Figura 42

Diseño escalera



Nota: Autoria propia

$$\#N_{\text{pasos}} = \left(\frac{L1}{\text{pasos}} \right) = \text{total de pasos en longitud horizontal} \quad \text{Ec. (28)}$$

$$\#N_{\text{contrapasos}} = \left(\frac{H1}{\text{contrapasos}} \right) = \text{total de contrapasos en longitud vertical} \quad \text{Ec. (29)}$$

$$t_1 = \frac{Ln}{20} \quad \text{y} \quad t_2 = \frac{Ln}{25} \quad \text{Ec. (30)}$$

Donde:

t: Espesor de la garganta en longitud inclinada

Ln: Luz libre de la viga donde está ubicado la escalera

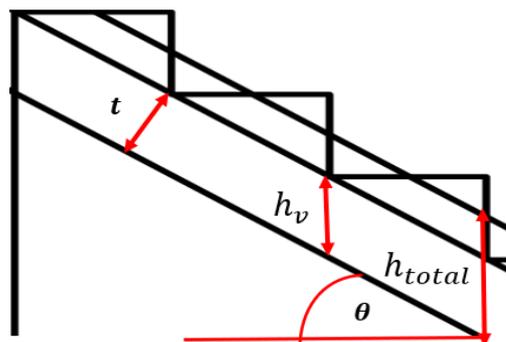
L1: Ancho de la escalera

H1= Altura de la escalera

El espesor de la garganta se elige de acuerdo con los criterios del diseñador. Después se calcula el ángulo de inclinación de la escalera.

Figura 43

Detalles del escalón



Nota: Autoria propia

$$\text{Cos}\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} \quad \text{Ec. (31)}$$

$$h_v = \frac{t}{\text{Cos}\theta} \quad \text{Ec. (32)}$$

$$h_{total} = \frac{CP}{2} + h_V \quad \text{Ec. (33)}$$

Donde:

P: Paso

CP: Contrapaso

h_{total} : Espesor total de la escalera

h_V : Espesor de la garganta en longitud vertical

3.7.4. Puntal de mampostería.

Para la diagonal equivalente se toma en cuenta las ecuaciones propuestas por Maisntone mismas adoptadas por la FEMA 306. Se usarán diagonales en la parte exterior de la estructura colocadas en forma de X, generando la simulación de la mampostería y a su vez el efecto de columna corta. Para el modelado en el software ETABS se emplearán bisagras en los extremos de cada diagonal. La fórmula utilizada para conocer el ancho de diagonal es la siguiente:

$$a = 0.175(\lambda \cdot h)^{-0.4}Lv \quad \text{Ec. (34)}$$

Donde:

a : Ancho del puntal equivalente

λ : Parámetro adimensional basado en las rigideces

h : Altura de la mampostería

Lv : Luz libre de la viga

Por consiguiente, se muestra la formula con la cual se obtiene el valor de λ :

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \text{Sen} 2\theta}{4E_C I_{col} h} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. (35)}$$

Donde:

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería

t : Espesor de la mampostería

θ : Angulo dado por la tangente entre h/l_v

E_C : Módulo de elasticidad del hormigón

I_{col} : Inercia de las columnas

3.8. CARGA SOBREPUESTA EN LAS VIGAS

Para el cálculo de las cargas aplicadas en las vigas se toma en cuenta que la losa está ubicada en una dirección, por ellos las vigas principales se encuentran en el eje X. A continuación, se muestra en la Figura 39 una vista en planta para el caso de estudio y en la Tabla 12 y Tabla 13 los valores de carga distribuida que serán aplicadas en el software ETABS considerando el área tributaria de cada sección.

Tabla 12

Carga aplicada a las vigas P1-7

	Viga	WD (Ton/m)	WL (Ton/m)
Eje 1', 2'	Tramo A'-B	0.461	0.156
	Tramo H-B'	0.461	0.156
Eje 1, 5	Tramo A'-B	1.643	0.556
	Tramo H-B'	1.643	0.556
	Tramo B-H	1.182	0.400
Eje 2	Tramo A'-A	1.182	0.400
	Tramo A-D	2.364	0.800
	Tramo D-F	1.182	0.400
	Tramo F-I	2.364	0.800
	Tramo I-B'	1.182	0.400
Eje 3	Tramo A-D	2.364	0.800
	Tramo D-E	1.182	0.400
	Tramo E-I	2.364	0.800
Eje 4	Tramo A'-A	1.182	0.400
	Tramo A-I	2.364	0.800
	Tramo I-B'	1.182	0.400

Nota: Autoria propia

Tabla 13*Carga aplicada a las vigas de cubierta*

	Viga	WD (Ton/m)	WL (Ton/m)
Eje 1', 2'	Tramo A'-B	0.246	0.055
	Tramo H-B'	0.246	0.055
Eje 1, 5	Tramo A'-B	0.878	0.195
	Tramo H-B'	0.878	0.195
	Tramo B-H	0.632	0.140
Eje 2, 4	Tramo A'-A	0.632	0.140
	Tramo A-I	1.264	0.280
	Tramo I-B'	0.632	0.140
Eje 3	Tramo A-I	1.264	0.280

Nota: Autoria propia

3.9. MÉTODO BASADO EN FUERZAS

De acuerdo a lo que se planteó en la sección 2.5, se presentara el detalle del método de fuerzas laterales aplicadas a la estructura. A continuación, se resumen lo que se pretende realizar:

- Determinar el espectro de diseño $S_a(T)$ en base a los parámetros establecidos para el estudio.
- Cálculo del periodo de vibración (T_a)
- Estimación del cortante basal (V)
- Chequeo de derivas, torsión y efectos $P-\Delta$

3.9.1. Espectro de diseño inelástico.

Se procede a realizar el cálculo del espectro de diseño elástico según las especificaciones establecidas en la NEC-SE-DS (2015). El estudio será analizado para la provincia de Santa Elena, se tomó como dato un tipo de suelo E ya que presenta mayores aceleraciones, por tanto, el diseño será de grado crítico. La tabla contiene datos que se utilizará para crear el espectro de diseño elástico.

Tabla 14*Datos para el espectro inelástico*

	Descripción	Datos
	Tipo de suelo	E
z	Factor dependiendo de la zona	0.5
Fa	Coefficiente de ampliación de suelo	0.85
Fd	Coefficiente de desplazamiento para diseño en roca	1.5
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos	2
n	Relación de amplificación	1.8
r	Factor de espectro	1.5

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

3.9.2. Factor de reducción de resistencia sísmica R.

Es el factor que reduce las fuerzas sísmicas, por ello se tomara en cuenta un valor de $R=5$ debido al tipo de falla permisible que puede llegar a tener por efecto de columna corta, reduciendo la ductilidad de la estructura.

3.9.3. Factor de importancia I.

Debido a que la estructura se va a dar uso para una zona residencial, se hace hincapié en la tabla para establecer dicho valor. Por ello, la estructura será catalogada con un valor de importancia de 1.

3.9.4. Factores de configuración estructural ($\emptyset p, \emptyset e$).

Este factor va a depender mucho de como este compuesta la estructura en sus planos arquitectónicos. Estas categorías se dan en base a su irregularidad en planta e irregularidad en elevación. Ya que se tiene una estructura irregular en elevación por la inclusión de columnas cortas establecidas por la NEC-SE-RH (2015). En la tabla presentada a continuación se resume aquellos factores mencionados anteriormente.

Tabla 15*Factores para el Sa (Ta)*

Factor	Valor
R	5
I	1
ϕ_e	0.9
ϕ_p	1

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

3.9.5. Cortante basal de diseño.

Se refiere a la acumulación progresiva de las fuerzas provenientes de cada nivel de la edificación. Estos cortantes resultan de la combinación de cargas monótonas y gravitatorias, incrementándose gradualmente a medida que se descende en la estructura, logrando obtener el valor máximo de cortante que actúa en la base de esta. (Ruiz Hurtado, 2019)

El cortante basal de diseño se calcula a partir de la siguiente formula:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E}W \quad \text{Ec. (36)}$$

Donde:

I : Coeficiente de importancia

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño

R : Factor de reducción sísmica

ϕ_p y ϕ_E : Coeficiente de penalización en planta y elevación respectivamente

W : Peso total de la estructura

3.9.6. Periodo de Vibración.

NEC-SE-DS (2015) nos presenta una formula empírica para conocer el periodo de vibración de la estructura a partir de la altura que este tenga.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. (37)}$$

Donde:

h_n : Altura total de la estructura

C_t y α : Valores dados en la sección 6.3.3.

Tabla 16

Datos para el periodo de vibración

	Descripción	Datos
C_t	Coeficiente de acuerdo con la estructura	0.055
α	Factor que depende la estructura	0.75
hn	Altura máxima de la edificación	24 m

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

3.9.7. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.

Las fuerzas sísmicas laterales aplicadas dependen tanto del peso como del cortante de cada piso. Para cálculo de la fuerza sísmica lateral, se utilizan las siguientes expresiones:

- Fuerza cortante aplicada en la estructura

$$F_x = \frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k} * V_x \quad \text{Ec. (38)}$$

Donde:

F_x : Fuerza aplicada en el piso x

W_i : Peso asignado al piso i

h_i : Altura del piso i

V_x : Cortante del piso x

k: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración (Tabla 17)

Tabla 17*Valores para el coeficiente k*

Valores de T(s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
≥ 2.5	2

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

3.9.8. Derivas de pisos en estructuras.

La deriva se define como el movimiento o desplazamiento de un piso con respecto al siguiente y ocurre en un evento sísmico.

Existen restricciones con una tolerancia máxima permitida para la deformación global del 2%, un estándar de seguridad muy estricto aplicado en los parámetros sísmicos del Ecuador de los años 2000, 2001 y 2015. (Aguar, 2020, pág. 375 y 385)

Para calcular la deriva inelástica máxima entre los pisos se toma en cuenta la siguiente formula:

$$\Delta_m = 0.75 \times \Delta_\varepsilon \times R \quad \text{Ec. (39)}$$

Donde:

Δ_m : Deriva máxima de los pisos

Δ_ε : Deriva inelástica

R: Factor de reducción

Tabla 18*Derivas de piso*

Estructuras de:	Δ_m máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

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

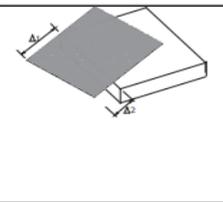
3.9.9. Torsión en estructura.

La torsión en edificios puede causar inestabilidad, por lo tanto, se recurre a técnicas y métodos constructivos para reducir la distorsión provocada por los efectos de los terremotos en estructuras con desviaciones en planta o elevación, generadas por la discrepancia entre sus centros de masa y rigidez. (Cobo Mosquera y Sunta Barzallo, 2023)

Para evitar torsiones excesivas, es fundamental cumplir con el criterio establecido en la NEC-2015, el cual especifica que la deformación máxima no debe superar el 1.2% de la deformación promedio.

Figura 44

Coefficiente de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_r=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
---	--

Nota: Tomado de la tabla 13 (NEC-SE-DS, 2015)

3.10. PREDISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El prediseño de los elementos estructurales es una etapa preliminar en el proceso de diseño de una estructura. Consiste en la estimación inicial de las dimensiones y características de los componentes estructurales como la cantidad de cuantía longitudinal y transversal en las vigas y columnas para su adecuada ductilidad. Este proceso se basa en criterios y normativas tales como NEC-15 y ACI 318-19.

3.10.1. Diseño de vigas sometidas a flexión.

Para realizar los cálculos correspondientes, es necesario trabajar con los momentos máximos obtenidos de la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas. En este proceso, se extraen los datos de los momentos últimos del programa ETABS, lo que facilita el cálculo. Sin embargo, se deben cumplir los requisitos para vigas establecidos en el ACI 318, capítulo 18, aplicables a estructuras sismo-resistentes.

- a) **Momentos Positivos y Negativos.** Los momentos positivos en los extremos del nudo deben ser superiores a la mitad del momento negativo proporcionado en la parte superior de la viga. Asimismo, la resistencia a los momentos positivo y negativo en cualquier tramo de la longitud del elemento debe ser mayor a un cuarto de los momentos proporcionados en los extremos. (ACI 318, 2019)
- b) **Traslapes en la Viga.** No deben ubicarse dentro del nudo ni en la zona de confinamiento, medida a dos veces la altura de la viga. (ACI 318, 2019)
- c) **Varillas Continuas.** Se requieren al menos dos varillas continuas en la parte superior y en la parte inferior de la sección (ACI 318, 2019)
- d) **Cuantía de Refuerzo.** Para acero de grado 420, la cuantía de refuerzo no debe exceder el 2.5%. La cantidad de acero mínimo y máximo puede determinarse mediante la ecuación. (ACI 318, 2019)

A continuación, se detallan las fórmulas para el diseño a flexión de vigas:

$$A_{Smax} = 0.025 * b_w * d \quad \text{Ec. (40)}$$

$$A_{Smin} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad \text{Ec. (41)}$$

$$A_{Smin} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{Ec. (42)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b_w d^2} \quad \text{Ec. (43)}$$

Donde:

b_w : Ancho de la viga

d : Peralte de la viga

M_u : Momento ultimo obtenido por el software

ϕ : Factor de reducción de resistencia a flexión (0.9)

$$\rho = \frac{0.85f_c}{F_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85F_c}} \right) \quad \text{Ec. (44)}$$

Donde:

f_c : Resistencia a compresión del hormigón

f_y : Resistencia a la fluencia del acero

$$A_s = \rho * b_w * d \quad \text{Ec. (45)}$$

A_s : Acero longitudinal requerido

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85f_c * b} \quad \text{Ec. (46)}$$

a : altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. (47)}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

3.10.2. Diseño de vigas sometidas a cortante.

Fórmula de Momentos Probables:

$$M_{PR} = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. (48)}$$

Cortante Hiperestático Sísmico: Se calcula a partir del desarrollo de la resistencia de los momentos probables en los extremos de los nudos.

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} \quad \text{Ec. (49)}$$

Cortante Isostático: Se determina considerando la combinación de la carga gravitacional.

$$V_i = \frac{W_u * L_n}{2} \quad \text{Ec. (50)}$$

Cortante Equivalente: Es el cortante máximo posible que permite la plastificación completa de la viga en flexión, obteniendo así un V_e de diseño.

$$V_e = V_E + V_i \quad \text{Ec. (51)}$$

Si el cortante hiperestático sísmico es mayor en un 50% que el cortante isostático, se desprecia el cortante del hormigón ($V_c=0$)

Cortante Requerido: Es la resistencia del acero transversal en confinamiento se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$V_S = \frac{A_s \text{ transversal} * F_y * d}{s} \quad \text{Ec. (52)}$$

Refuerzo transversal.

El tramo con longitud crítica, donde se genera mayor cortante último, corresponde a la zona de confinamiento. En esta región, es necesario proporcionar una adecuada cuantía de acero transversal, que se mide a partir de una longitud de $2H$. El primer estribo cerrado en la zona de confinamiento debe ubicarse a un máximo de 5 cm desde la cara de la viga en conexión. (ACI 318, 2019)

Tabla 19

Espaciamiento de estribos zona confinada

<i>s (mínimo)</i>		
d/4	6db	15 cm

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

- Fuera de la zona confinada, se puede aumentar la separación entre los estribos, siempre que no superen el espaciamiento máximo de $d/2$.
- Además, el espaciamiento en los traslapes no debe exceder $d/4$ o 10 cm.

3.10.3. Resistencia a flexión en columnas.

La columna opera bajo condiciones de carga axial (P_u) y momento (M_u), considerando el sismo de servicio, cumple únicamente con los requerimientos de

resistencia. Sin embargo, en un análisis sismo resistente, predomina el parámetro de columna fuerte-viga débil, el cual es esencial para la formación de mecanismos plásticos. De esta manera, se observa un aumento considerable en la cuantía de acero.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 * \sum M_{nv} \quad \text{Ec. (53)}$$

Esto implica que la suma de los momentos nominales en la columna debe ser al menos un 20% mayor que la suma de los momentos nominales en la viga, garantizando así una falla dúctil. Para satisfacer esta ecuación y determinar la resistencia a flexión en las columnas, se debe utilizar un diagrama de interacción, por criterio se trabaja con una carga axial de cero ($P_u = 0$), tal como se explica en el curso de análisis sismo resistencia.

3.10.3.1 Diseño por flexo compresión.

Las gráficas a flexo compresión en columnas son apropiados para estudiar su resistencia proporcionada por cargas axiales y momentos, se toma en cuenta las más relevantes cargas para determinar los diversos tipos de fallas encontradas en distintas profundidades de la sección de compresión. (B. S. P. Sánchez & Alvarez, 2018)

En el diagrama de interacción se analizó en las dos direcciones Y e X. Para secciones rectangulares, se observa que en una dirección se presenta una mayor capacidad de carga que en la otra.

Falla por compresión pura

En este caso, los momentos son nulos y solo existe carga axial de compresión. Este punto se localiza en el eje de las coordenadas sentido positivo.

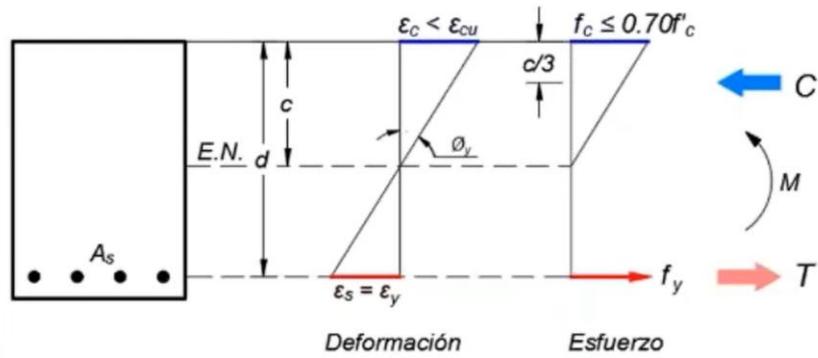
$$P_0 = 0.85 * F'cV_{nc} * (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st} \quad \text{Ec. (54)}$$

Falla balanceada

La falla balanceada se caracteriza por trabajar con la deformación unitaria tanto del concreto como del acero. Este punto marca la separación entre la falla frágil y la dúctil.

Figura 45

Deformaciones unitarias



$$\frac{\varepsilon_{cu}}{C_b} = \frac{\varepsilon_y}{d - C_b} \quad \text{Ec. (55)}$$

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_S} \quad \text{Ec. (56)}$$

$$a_b = \beta_1 * C_b \quad \text{Ec. (57)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}}{C_b} (C_b - d) \quad \text{Ec. (58)}$$

Esfuerzos:

$$f_s = E_S * \varepsilon_s \quad \text{Ec. (59)}$$

Fuerzas:

$$F_s = A_s * f_s \quad \text{Ec. (60)}$$

Fuerzas totales en la sección:

$$P_{nb} = c_c * \Sigma F_{Si} \quad \text{Ec. (61)}$$

Momentos totales en la sección:

$$M_{nb} = M_c * \Sigma M_{Si} \quad \text{Ec. (62)}$$

Donde:

$\varepsilon_y = \varepsilon_s$: Deformación unitaria del acero

E_S : Modulo elasticidad de acero

C_b : Punto de falla balanceada

a_b : Profundidad del bloque

β_1 : Factor que depende la resistencia cilíndrica del concreto

Falla por flexión pura

Se produce cuando la columna es sometida a un momento en el cual no soporta carga axial, considerándose únicamente su resistencia a flexión ($P_n=0$). Dado que, en esta falla, la deformación unitaria del acero bajo tracción supera la deformación unitaria del acero por fluencia ($\epsilon_s > \epsilon_y = f_y/E_s$), el esfuerzo en el acero debido a la tracción se igualará al esfuerzo de fluencia. (B. S. P. Sánchez & Alvarez, 2018)

Falla por tracción pura

En este caso, los momentos son nulos y solo existe carga axial en tracción. Este punto se localiza en el sentido opuesto a la compresión, es decir, en el eje de las ordenadas sentido negativo.

$$P_{nb} = -\Sigma(f_{si} \cdot A_{si}) \quad \text{Ec. (63)}$$

3.10.3.2 Factor de reducción ϕ .

Se aplica un valor de Φ para la columna sometida a carga axial y flexión, lo que permitirá obtener un diagrama de interacción reducido ($\Phi M_n, \Phi P_n$), en el cual se grafican los puntos (M_u, P_u) calculados para el sismo de servicio y el diseño.

Asimismo, se establece un factor Φ para una columna específica puede aumentar linealmente de 0.65 o 0.75 a 0.90 a medida que se incrementa la deformación unitaria en tensión, después de haber alcanzado una deformación unitaria controlada en compresión de f_y/E_s . (Nieto, 2016)

Figura 46

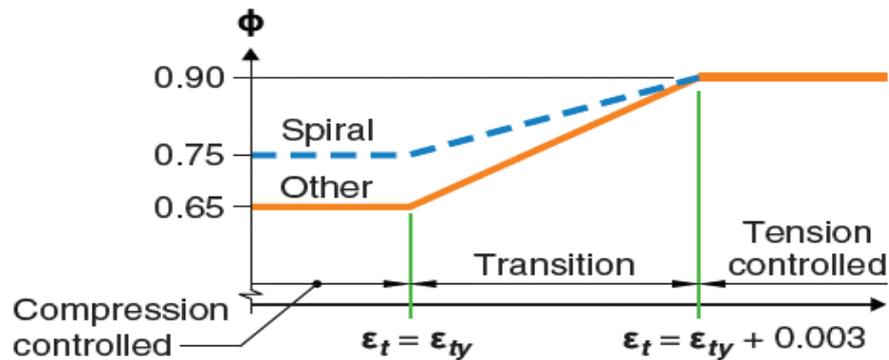
Factor de reducción de resistencia, para combinación de fuerza axial y Momento

Net tensile strain ϵ_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{\eta}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{\eta} < \epsilon_t < \epsilon_{\eta} + 0.003$	Transition ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{\eta})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{\eta})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{\eta} + 0.003$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

Figura 47

Variación de Φ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t



Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

3.10.1. Requerimiento para cortantes en columnas.

3.10.1.1 Dimensión.

a) La base de la columna debe tener una longitud mínima establecida por la norma ACI 318.

b) Las secciones rectangulares deben cumplir con la relación entre la longitud de la base (menor) y la altura (mayor).

Tabla 20

Requisitos mínimos para las dimensiones de columnas

Base de la columna	Sección rectangular
$bc > 30\text{cm}$	$bc/Hc > 0.4$

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

3.10.1.2 Refuerzo longitudinal.

La normativa permite una cuantía mínima del 1% A_g y máximo de 6% A_g para el área de refuerzo longitudinal. El límite inferior impide las deformaciones excesivas y asegura que el momento de fluencia sea mayor que el momento de fisuración. El límite superior evita la acumulación exagerada del acero y controla el desarrollo de esfuerzos cortantes elevados. (Quinde & Rea, 2018)

3.10.1.3 Refuerzo transversal.

Se deben colocar la cantidad adecuada de estribos en dirección a la altura y la base de la sección, según lo definido en la "Tabla 18.7.5.4: Refuerzo Transversal para Columnas en Pórticos Especiales Resistentes a Momentos". (ACI 318, 2019)

Para las condiciones: $P_u \leq 0,3 * A_g * f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$

$$\frac{A_{sh}}{(b_c * s)} \geq 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. (64)}$$

$$\frac{A_{sh}}{(b_c * s)} \geq 0,09 * \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. (65)}$$

Tabla 21

Longitud en la zona de confinamiento

Longitud L₀	
Hc o bc	
Lc/6	Máximo "Lo"
45cm	

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

Espaciamiento

Tabla 22

Espaciamiento de estribos dentro de la zona confinamiento

Separación dentro de L₀	
bc/4 o Hc /4	
6db	Mínimo
10 cm	"So"

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

Tabla 23

Espaciamiento de estribos fuera de la zona confinamiento

Separación fuera de L₀	
15cm	
6db	Mínimo "So"

Nota: Tomado de (ACI 318, 2019)

3.10.2. Diseño de columna sometido a cortante.

El diseño para el corte en columna se calcula de manera similar al diseño por cortante en viga. No obstante, existe una diferencia en la fórmula que se utiliza para el concreto, ya que esta incluye la carga axial (N_u), de acuerdo con los códigos del ACI 318-19, capítulo 22.5.5, para miembros no preesforzados.

Cortante de concreto

$$v_c = 0.17\sqrt{f'_c} * bw * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) \quad \text{Ec. (66)}$$

Cortante del acero de refuerzo transversal

$$V_s = \frac{A_s \text{ transversal} * F_y * d}{s} \quad \text{Ec. (67)}$$

Cortante nominal

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad \text{Ec. (68)}$$

Los conceptos de cada término están resumidos en el capítulo 2 sección 2.5.3 cortante nominal. Para garantizar una adecuada distribución de los estribos, es necesario cumplir con los requisitos de sismo resistencia. Si el cortante nominal (V_n) es menor que el cortante último (V_u) o el cortante por efectos sísmicos (V_e), se deberán ajustar los requerimientos tanto en el espaciamiento como en el refuerzo de los estribos, especialmente si la columna presenta demanda de fragilidad.

Para determinar la distancia adecuada entre los estribos, se deben seguir los métodos de separación mencionados en los refuerzos transversales. Los resultados mostrarán una separación más reducida en comparación con la obtenida utilizando únicamente las normas de diseño. (Nieto, 2016)

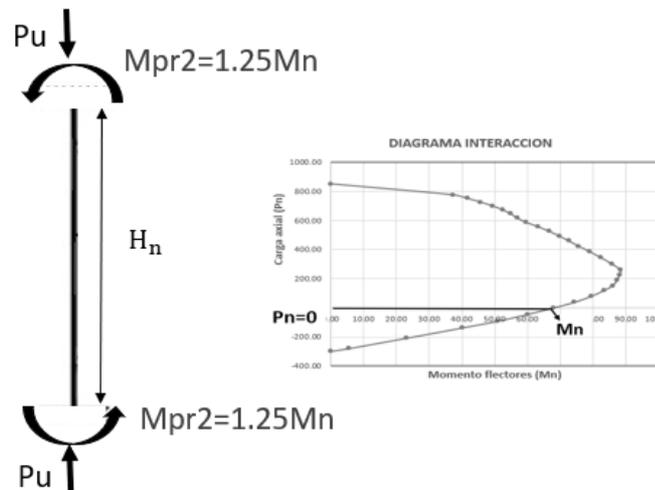
Fuerza de corte

Al estudiar las columnas cortas y todos los elementos que trabajan a flexo compresión, existen dos posibilidades de falla: por flexión y por fragilidad. Para abordar esto, se consideran las fuerzas máximas generadas en la cara del nudo, en los extremos superior e inferior del elemento estructural.

El cortante equivalente (V_e) se calcula en función de los momentos probables, los cuales dependen del acero longitudinal y, de manera indirecta, de la carga axial representada en un diagrama de interacción a sismo de diseño, lo que puede inducir fallas por flexión.

Figura 48

Diagrama de cuerpo libre de los momentos probables en columna



Nota: Autoría propia

$$M_{pr} = 1.25 M_n \quad \text{Ec. (69)}$$

$$V_e = \frac{M_{PR1} + M_{PR2}}{H_n} \quad \text{Ec. (70)}$$

Por otro lado, la resistencia requerida se determina con fuerzas magnificadas debido al incremento de rigideces. Estos cortantes últimos ($V_{u_{etabs}}$) se obtienen a partir de la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas prediseñadas en el software ETABS. Para evitar fallas frágiles, los cortantes últimos deben ser menores que la resistencia nominal.

Finalmente, la resistencia al cortante proporcionada debe ser mayor que el cortante último

$$V_u = V_e \text{ o } V_{u_{etabs}} \quad \text{Ec. (71)}$$

$$(\phi V_n) \geq V_u \quad \text{Ec. (72)}$$

3.11. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal es un método integrado en la ingeniería estructural que evalúa el comportamiento de una estructura bajo cargas laterales capaces de causar deformaciones no lineales. Esta metodología permite estimar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, teniendo en cuenta la plasticidad de los materiales.

Para llevar a cabo este análisis de manera eficaz, hay que conocer las propiedades esperadas de los materiales, tanto del hormigón y acero, para determinar cómo responderán ante las cargas aplicadas.

3.11.1. Propiedades esperadas de los materiales.

Cuando una estructura entra en su rango elástico, su resistencia a la compresión y a la fluencia puede experimentar variaciones en el rango inelástico. Para abordar estos efectos, es esencial considerar factores específicos para cada tipo de resistencia. Estos factores pueden incluir la geometría de la estructura, la calidad de los materiales utilizados, las condiciones de carga aplicadas y otros aspectos relevantes que influyen en el comportamiento estructural.

3.11.1.1 Propiedades esperadas del hormigón.

Con relación al factor de la resistencia esperada del hormigón (f'_{cE}), existen diferentes valores recomendados por distintas normativas. Por un lado, la NEC-SE-HM establece un valor de 1.3 para este factor. Por otro lado, las normas ASCE 41-23 y ACI 369.1.22 sugieren un valor ligeramente mayor, específicamente 1.5.

3.11.1.2 Propiedades esperadas del acero.

En relación a la fluencia esperada del acero, la normativa NEC-SE-HM establece un factor de reducción de 1.1, según se detalla en la sección 3.3.4, literal b, que se refiere al factor de sobre resistencia de las rótulas plásticas. Por otro lado, el ACI 369.1 opta por un valor ligeramente mayor, fijando este factor en 1.25.

3.11.2. Rigidez efectiva de vigas y columnas para análisis no lineal.

La consideración de los factores de agrietamiento en los elementos estructurales es indispensable para comprender como se comporta una estructura. Al tener en cuenta este factor, se logra aumentar el periodo de vibración. Sin embargo, también se reduce la ductilidad de la estructura, lo que puede afectar su capacidad de deformarse plásticamente y absorber energía durante un terremoto (Burgos Namuche & Piqué del Pozo, 2007). Para el análisis no lineal, el ACE 41-23 propone tomar en cuenta los siguientes factores de agrietamiento las cuales están especificadas en la Tabla 24.

Tabla 24

Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal

Componente	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante	Rigidez Axial
Vigas - no pretensadas	$0.2 E_{cE} I_g$	$0.4 E_{cE} A_w$	$1.0 E_{cE} A_g$
Columnas con compresión causada por el diseño de cargas de gravedad $\geq 0.5 * A_g * f_c$	$0.7 E_{cE} I_g$	$0.4 E_{cE} A_w$	$1.0 E_{cE} A_g$
Columnas con compresión causada por el diseño de cargas de gravedad $< 0.1 * A_g * f_c$ o con tensión	$0.2 E_{cE} I_g$	$0.4 E_{cE} A_w$	$1.0 E_{cE} A_g$ (C) $1.0 E_s A_s$ (T)

Nota: Tomado del ASCE 41-23

3.11.3. Momento curvatura modelado en forma de rótulas plásticas.

Una vez diseñada la estructura, se realiza un diagrama de momento-curvatura para el sistema porticado, compuesto por columnas y vigas. Este análisis permite evaluar la capacidad de ductilidad por curvatura y la mayor resistencia a flexión de los elementos estructurales, comparando dichos resultados con las demandas establecidas en el diseño. (Aguiar, 2003)

Si un elemento presenta baja ductilidad en su comportamiento por curvatura, es indicativo de una falla frágil al ingresar en el rango no lineal. Para evitar este tipo de falla, se busca un valor elevado de ductilidad, lo cual permite que la construcción de una obra civil disipe una mayor cantidad de energía durante eventos sísmicos o cargas extremas. En el análisis no lineal, los diagramas de momento-curvatura determinan la rigidez de cada una de las ramas que conforman la curva histórica. Esta curva es clave para definir la no linealidad de los materiales. (Aguilar, 2003)

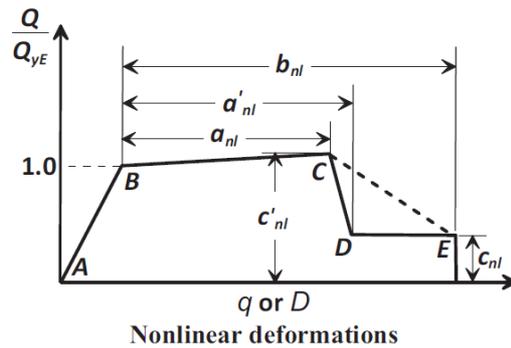
Existen diversos modelos de rótula plástica para analizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales de hormigón armado. Sin embargo, para alcanzar resultados más precisos en un análisis sísmico, es necesario utilizar expresiones empíricas que representen de manera adecuada la relación fuerza-deformación en la formación de rótulas plásticas. Esto incluye considerar modelos desarrollados por autores con gran precisión (Aguilar, 2003; López et al., 2017). En esta edificación arquitectónica, el análisis estructural se basó en los modelos establecidos y adaptados conforme a las normas sísmicas actualizadas

Los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación, según lo establecido en la ASCE 41-23, el cual, trabaja en conjunto con el ACI 369.1-22, presentan un modelo de curva generalizado en relación carga-deformación.

Las rótulas plásticas se implementan característicamente en los extremos de vigas y columnas, que son las zonas donde se concentran los mayores esfuerzos internos, tal como lo define la ASCE 41 (Alarcón & Borbor, 2024). Estas rótulas se diseñan en función del tipo de falla esperado para cada elemento, lo que permite obtener un patrón de rótulas plásticas y generar la curva de capacidad estructural. En el caso de las diagonales de mampostería, la rótula plástica no se localiza en los extremos, sino que se ubica en el punto medio del elemento.

Figura 49

Diagrama carga vs deformación para modelo de rotulas plásticas



Nota: Tomado del ASCE 41-23

En la figura se presentan los puntos notables para graficar la curva que muestra la capacidad de cada elemento estructural. A continuación, se describen dichos puntos:

Coordenada A: Corresponde al estado en que el hormigón alcanza su máxima capacidad a flexión bajo esfuerzos de tracción. Debido a su baja resistencia en tracción, en este modelo se considera nula (valor cero). (Aguiar, 2003)

Coordenada B: Representa el punto en el que el acero comienza a fluir, lo que coincide con el momento de fluencia M_y y rotación por fluencia θ_y . En el gráfico, se asigna un valor de 1 a este punto.

Coordenada C: Marca el final de la fluencia del acero y entra a la zona de endurecimiento, conocida como la resistencia última, que corresponde al momento último M_U y rotación última θ_U .

Coordenada D: Indica una caída abrupta en la capacidad de carga, alcanzando la resistencia residual. En el eje horizontal ha llegado a su máxima deformación útil, pero aún no ha fallado, pero es el inicio.

Coordenada E: corresponde a la resistencia residual. En el eje horizontal de la rotación θ en este punto, el elemento ha perdido su capacidad para resistir cargas, lo que implica un aumento significativo en las deformaciones y marca el colapso estructural. (Alarcón & Borbor, 2024)

Además, se emplean varios parámetros para medir la capacidad de deformación con los componentes definidos continuación:

a_{nl} : Define la deformación angular desde el inicio de la cedencia del acero hasta alcanzar la resistencia última o llegando al punto límite de ductilidad.

b_{nl} : Representa la deformación angular desde el inicio de la cedencia del acero hasta la falla completa del elemento.

c_{nl} : Es la magnitud de la resistencia residual en relación con la resistencia esperada del acero, lo que significa que el elemento aún puede soportar cargas adicionales en un estado crítico después de haber sufrido daños estructurales.

3.11.3.1 Parámetros de rótulas en vigas.

El modelado de los parámetros y criterios de aceptación de las rotulas de vigas se encuentra en la Tabla 4.2.2.2.2a del código ACI 369.1, se tomó en cuenta que las vigas no estén controladas por una inadecuada longitud de desarrollo o una insuficiente incrustación de unión viga-columna.

Para cálculo del parámetro a_{nl} se tienen las siguientes formulas:

$$a_{nl} = k_{xc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.4 \rho_t \frac{f_{yIE}}{f'_{cE}} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0 \quad \text{Ec. (73)}$$

$$k_{xc} = 1 \geq 2 \frac{V_{beam OE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0 \quad \text{Ec. (74)}$$

Donde:

k_{xc} : Coeficiente evaluado en base a los cortantes.

M_{yE} : Momento de la sección evaluado por el ACI 318 sin factores de reducción de resistencia y usando las propiedades esperadas del material.

V_{MCyDE} : Demanda de corte resultante de la deformación por flexión de las rótulas plásticas en un momento M_{CyDE} .

M_{CyDE} : Momento M_{Cy} evaluado utilizando las propiedades esperadas de los materiales y carga axial aplicada en base a la sección 3.3 del ACI 369.1.

M_{Cy} : Límite elástico a flexión de un componente utilizando los principios fundamentales del capítulo 22 del ACI 318-19, sin factores de reducción.

$V_{beam\ OE}$: Resistencia al corte de vigas de hormigón armado evaluado de acuerdo al ACI 318, capítulo 22.5, modificado por lo dispuesto en el literal 3.4.2 del ACI 369.1, usando un factor de reducción $\phi=1$ y propiedades esperadas de los materiales.

d : Peralte del elemento

ρ_t : Cuantía transversal

f_{yIE} : Resistencia esperada de fluencia del acero

f'_{cE} : Resistencia esperada del concreto

θ_{yE} : Rotación de fluencia

Para el cálculo del parámetro b_{nl} se tienen las siguientes formulas:

$$Para \begin{cases} \frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{cE}}{8\rho_t f_{yIE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} > 1 & b_{nl} = a_{nl} + 4\theta_{yE}k_{xp} \geq b_{nl1} \end{cases} \quad Ec. (75)$$

$$Para \begin{cases} s \leq \frac{d}{2} & k_{xp} = 1 \\ s > \frac{d}{2} & k_{xp} = 2 * \left(1 - \frac{s}{d}\right) \geq 0 \end{cases} \quad Ec. (76)$$

Donde:

k_{xp} : Coeficiente establecido a partir del peralte y la separación de estribos.

s : Separación de los estribos.

Para el cálculo del parámetro c_{nl} se establece a partir de los cortantes calculados en el parámetro a_{nl} .

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} > 1 & c_{nl} = 0.2 \end{cases} \quad \text{Ec. (77)}$$

Criterios de aceptación

Tabla 25

Criterios de aceptación para vigas

Nivel de desempeño		
Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
0.15 $a_{nl} \leq 0.005$	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}

Nota: Tomado del ACI 369.1

3.11.3.2 Parámetros de rótulas en columnas.

Según la norma ACI 369.1-22 existe dos parámetros de modelado para columnas de concreto armado circulares tabla 4.2.2.2C y las formas distintas a circulares 4.2.2.2B (pag 45).

Se obtiene el valor a_{nl} por la ecuación:

$$a_{nl} = 0.042 - 0.043 \left(\frac{N_{UD}}{Ag * f'_{CE}} \right) + 0.63\rho_t - 0.023 \left(\frac{V_{MCyDE}}{V_{colE}} \right) \geq 0 \quad \text{Ec. (78)}$$

Antes de esta fórmula se calcula el factor V_{COL} . en el ACI 369.1 pag.51 se encuentra la ecuación en sistema inglés, pero en el ASCE 41-17 existe la misma fórmula, pero convertido al sistema métrico presentada a continuación:

$$V_{Col} = K_{nl} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v \cdot f_{ytL/E} \cdot d}{S} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{CL/E}}}{\frac{M_{UD}}{V_{UD}} * d} \sqrt{1 + \left(\frac{N_{UD}}{0.5 Ag \cdot \sqrt{f'_{CL/E}}} \right)^2} \right) \right] MPa \quad \text{Ec. (79)}$$

M_{UD} : Momento máximo de las combinaciones de carga gravitatoria y carga sísmica

V_{UD} : cortante máximo de las combinaciones de carga gravitatoria y carga sísmico

N_{UD} : Carga axial máximo de las combinaciones de carga gravitatoria y carga sísmico.

A_g : Área transversal de la columna.

$f_{yTL/E}$: Resistencia a la fluencia esperada del acero transversal.

$f'_{CL/E}$: Resistencia compresión esperada del concreto ante acciones por fuerzas o deformaciones controladas.

α_{col} : Coeficiente adimensional para evaluar la efectividad del acero de refuerzo transversal.

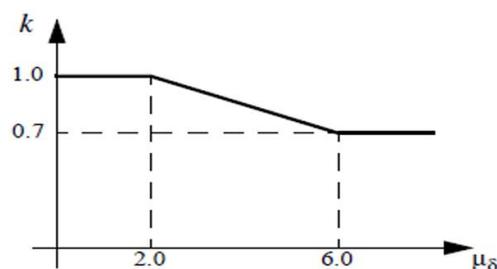
K_{nl} : coeficiente que determina la resistencia al cortante en función de la ductilidad por desplazamiento.

Coeficiente de Resistencia

El término K representa la degradación de resistencia en vigas y columnas. En los gráficos de la figura, el factor de resistencia al cortante se obtiene en función de los valores de ductilidad rotacional del elemento estructural. (Quinde & Rea, 2018)

Figura 50

Factor K



Nota: Tomado de (Quinde & Rea, 2018)

Para el cálculo del parámetro b_{nl} se tienen las siguientes formulas:

$$\left(\frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} \right) \leq 0.5 \quad \text{Ec. (80)}$$

$$b_{nl} = \left(\frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 * Ag * f'_{CE}} \cdot \frac{1}{\rho_t} \cdot \frac{f'_{CE}}{f'_{ytE}}} \right) - 0.01 \geq a_{nl} \quad \text{Ec. (81)}$$

Se obtiene el valor c_{nl} por la ecuación:

$$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \left(\frac{N_{UD}}{Ag * f'_{CE}} \right) \quad \text{Ec. (82)}$$

Criterios de aceptación

Tabla 26

Criterios de aceptación para columnas

Nivel de desempeño		
Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
0.15 $a_{nl} \leq 0.005$	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}

Nota: Tomado del ACI 369.1

3.11.3.3 Rótula en el puntal equivalente de mampostería.

Para conocer la plasticidad de la mampostería se induce primero a conocer la carga que va a estar aplicada en el puntal equivalente, de tal forma que la resistencia del puntal será determinada en base a su resistencia al aplastamiento o la resistencia al corte como se muestra en la fórmula a continuación:

$$R_{puntal} = \min \left(\frac{Rc}{Rv / \cos \theta} \right) \quad \text{Ec. (83)}$$

Donde:

R_{puntal} : Resistencia requerida del puntal.

Rc : Resistencia al aplastamiento de la mampostería.

Rv : Resistencia al corte de la mampostería.

θ : Ángulo del puntal excéntrico con respecto a la horizontal.

Para evaluar la resistencia al aplastamiento y al corte se establecen las siguientes fórmulas:

- Resistencia al aplastamiento

$$R_c = atf'm \quad \text{Ec. (84)}$$

Donde:

a : Ancho del puntal equivalente.

t : Espesor de la mampostería.

$f'm$: Resistencia a la compresión de la mampostería.

- Resistencia al corte

$$R_v = A_n v'm (R_1)(R_2) \quad \text{Ec. (85)}$$

Donde:

A_n : Área neta de la sección transversal de puntal equivalente.

$v'm$: Resistencia al corte de la mampostería.

R_1 : Factor de reducción de pérdida de resistencia por inclusión de aberturas (para el caso de estudio la mampostería será diseñada sin aberturas siendo $R_1 = 1$).

R_2 : Factores reducción por daños en la mampostería (para el caso de estudio la mampostería no presentará daños siendo $R_2 = 1$).

El puntal equivalente de la mampostería solo necesita rotulas que representen la carga axial. Esta rotula debe colocarse en la mitad de la diagonal, para conocer las acciones inelásticas aplicando la mampostería en la estructura.

3.11.4. Cargas aplicadas.

Para aplicación del método, se consideran las acciones controladas por deformaciones en el análisis no lineal estático, ocasionadas por cargas de gravedad y fuerzas sísmicas. Las combinaciones de carga relevantes se especifican en la sección 7.5.2.1.1 de la norma ASCE 41-23.

En particular, para la carga gravitacional, deben incluirse los siguientes aspectos:

Carga muerta total del edificio, es decir, el 100% de las cargas muertas estarán actuando antes del sismo.

Carga viva se considera el 25% de la carga viva no reducida, como se indica en el capítulo 4 de la ASCE 41-23.

Estas fórmulas permiten estimar las condiciones previas a un sismo. Aunque el ACI no proporciona una combinación específica para cargas de gravedad en este contexto, recomienda emplear aproximaciones similares a las propuestas en la norma ASCE.

Para la carga incremental se hace uso del 10% de la fuerza cortante de diseño para que muestre de mejor forma los puntos para la creación de la curva de capacidad y poder ver dónde llega a su fluencia y donde comienza a estar en el rango inelástico la estructura.

3.11.5. Curva Capacidad.

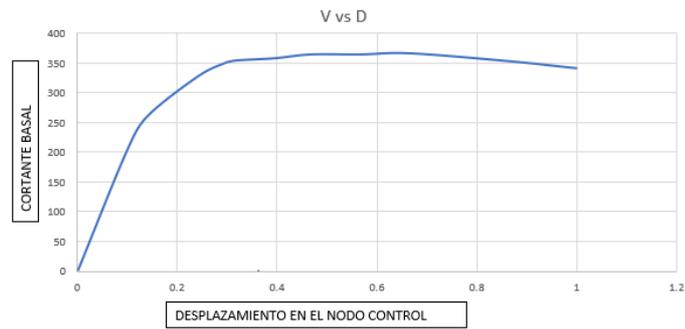
Para la realización de la curva de capacidad, se utiliza el modelo estructural previamente diseñado, llevándolo hasta el punto de falla o colapso. En primer lugar, se obtiene el gráfico de momento-curvatura en columnas y vigas, el cual se diseña mediante la incorporación de rótulas plásticas mediante la normativa ASCE 41-23.

Una vez definido el patrón de cargas permanentes, se incrementan progresivamente las fuerzas verticales. En este proceso, las rótulas plásticas comienzan a aparecer en los pórticos de la edificación debido a las deformaciones generadas por los mecanismos plásticos.

Al incrementar la intensidad de las fuerzas hasta alcanzar un desplazamiento límite en un piso, con respecto al cortante basal, se obtiene la curva de capacidad. Esta curva permite estimar el rendimiento de la estructura cuando se encuentra en un rango no lineal debido a las acciones sísmicas.

Figura 51

Curva capacidad



Nota: Autoría propia

A partir de la curva de capacidad se puede obtener tanto la ductilidad y la sobrerresistencia que puede tener la estructura:

Ductilidad:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad \text{Ec. (86)}$$

Donde:

Δu : Desplazamiento último hasta el colapso

Δy : Desplazamiento hasta el límite de fluencia

Sobrerresistencia:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_d} \quad \text{Ec. (87)}$$

Donde:

V_u : Cortante mayor de la curva de capacidad

V_d : Cortante de diseño

3.11.6. Método del espectro de capacidad.

El método del espectro de capacidad goza de una amplia aceptación al ser una gran herramienta para estimar la respuesta no lineal de las estructuras sometidas a demandas sísmicas. Este método consiste en comparar demanda sísmica y capacidad de la estructura para determinar el desempeño de esta.

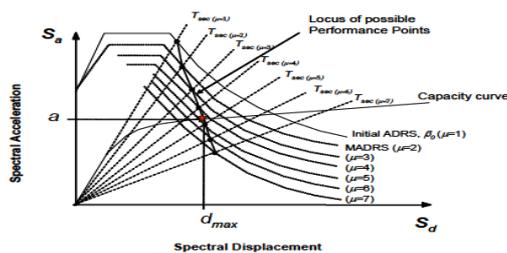
La capacidad de la estructura se obtiene mediante procedimientos estáticos no lineales y se representa con una curva que relaciona cortantes en la base de la estructura y desplazamientos en la parte superior de esta y la demanda puede ser representada mediante espectros de diseños, espectros de peligro uniforme u otras formas de espectros específicos de sitio gracias a la utilización de parámetros de linealización equivalentes/efectivos usados en este método.

Para poder comparar demanda y capacidad, estas deben convertirse a coordenadas de aceleración y desplazamiento espectral (Formato ADRS) mediante la simplificación del sistema estructural de múltiples grados de libertad MDOF a un sistema equivalente de un grado de libertad SDOF con el objetivo de encontrar el punto de desempeño de la estructura para la demanda sísmica dada. Este punto de desempeño se puede obtener con varios procedimientos.

El software utilizado para esta investigación hace uso de uno de los procedimientos de este método que consiste en el cálculo de posibles puntos de desempeño para múltiples espectros de demanda modificados (MADRS) en función de los periodos y amortiguamientos efectivos para un nivel de ductilidad específico formado a partir de la linealización del espectro de capacidad, para luego formar una curva con estos posibles puntos e interceptar esta curva con el espectro de capacidad, siendo esta intersección el punto de desempeño de la estructura.

Figura 52

Punto de desempeño



Nota: Tomado de FEMA 440

3.12. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 27

Cuadro de operacionalización de variables

Variables		Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala
Variable independiente	Configuración estructural de las columnas cortas en la edificación definida como “Caso de Estudio”.	El ECC se evidencia cuando el incremento de la tensión y el cortante en la sección de la columna de corta superan los valores nominales de resistencia al corte cuando la estructura se encuentra sometida a cargas de origen sísmico (Beauperthuy & Urich, 2020).	Se mide el nivel de influencia de las columnas cortas en relación a su cociente demanda / capacidad.	Tipos de restricciones de deformaciones en elemento estructural	Cantidad de columnas corta debido a mampostería	Unidades
					Cantidad de columnas corta debido a la influencia de escalera	Unidades
Variable dependiente	Diseño sísmo-resistente resultante	Es un diseño tradicional que debe cumplir los requisitos: colapso - condición de resistencia y Limitación de daños – deformaciones (NEC-SE-DS, 2015).	Se mide a través del cumplimiento de los requisitos mínimos provistos en la normativa NEC-2015.	Diseño estructural	Derivas	%
					Torciones	%
					Columna fuerte viga débil	Fuerzas en Toneladas

Variables		Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala
Variable dependiente	Desempeño sísmico de la estructura.	Es un análisis estático no lineal se emplea para investigar la respuesta elasto-plástica de la estructura frente a cargas monotónicas, mediante un método que simula un evento sísmico extremo o sismo de diseño.	Se evalúa la edificación modelando en el programa ETABS.	Desempeño estructural	Ductilidad	Adimensional
					Sobre resistencia	Adimensional
					Nivel de desempeño	Longitudinal en centímetro

Nota: Autoría propia

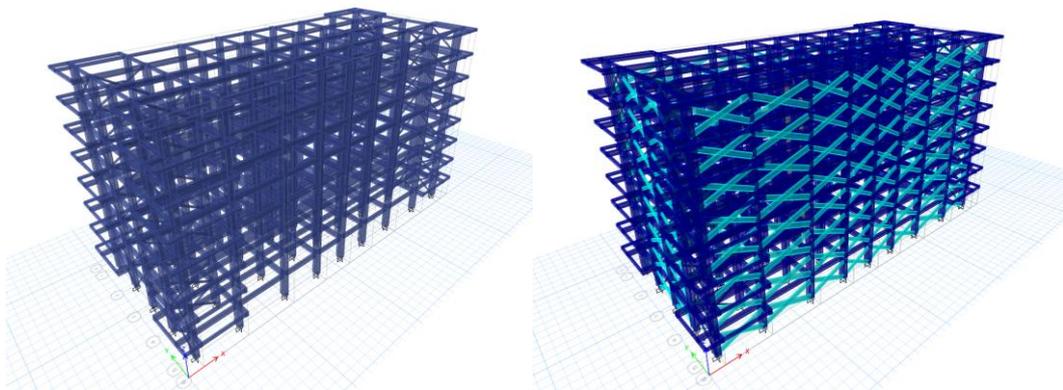
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA DEL DISEÑO SISMORESISTENTE

Se modelaron dos sistemas estructurales para evaluar el desempeño de las estructuras con presencia de columnas cortas. El primer modelo consiste en una estructura de hormigón armado que toma en consideración únicamente los elementos estructurales del sistema resistente a cargas. El segundo modelo consiste en una estructura con dimensiones de sus elementos similares al primer modelo, pero considerando el aporte de rigidez de la mampostería en el sistema estructural, con el fin de analizar el efecto de columnas cortas resultantes de esta interacción.

Figura 53

Modelos utilizados para el caso de estudio



Nota: Autoría propia

4.1.1. Modelo 1.

El modelo 1 fue diseñado y modelado como una estructura sin tomar en cuenta efectos de columnas cortas para servir como punto de comparación con el modelo que incorpora los efectos de la mampostería en el sistema estructural.

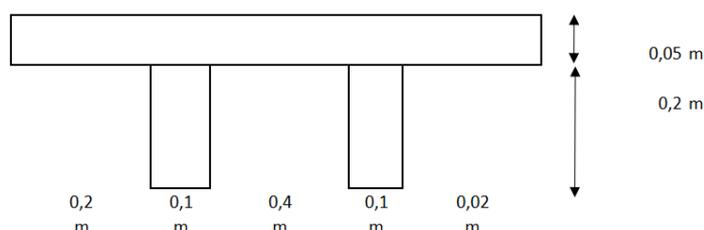
4.1.1.1 Dimensiones de Losas.

Debido a las dimensiones de los claros se diseñaron losas en una dirección para los 8 pisos de la estructura. Se utilizaron losas nervadas de 25 cm de altura total con nervios de 10 cm de ancho en la dirección corta del claro.

Las dimensiones utilizadas cumplen con los requerimientos mínimos propuestos en la normativa ACI 318 para evitar el análisis de deflexiones. Las losas actuarán como diafragmas rígidos en cada piso, y distribuirán de manera uniforme su peso y las cargas que soporta a los elementos conectados a esta, vigas y columnas.

Figura 54

Dimensiones de losa



Nota: Autoría propia

4.1.1.2 Dimensiones de Vigas.

Las vigas de borde e interiores fueron dimensionadas en función del método de áreas tributarias para cumplir con los requerimientos mínimos de dimensionamiento según ACI 318-19. Además, se evaluaron para cumplir con los chequeos de desempeño sísmico global. Las dimensiones finales se detallan a continuación.

Tabla 28

Dimensiones de vigas de la estructura

Tipo	Dimensiones (cm)
V1-X	30x45
V2-X	35x55
V1-Y	35x45
V2-Y	35x50
VC1-X	25x30

VC2-X	30x45
VC1-Y	25x30
VC2-Y	25x30

Nota: Autoría propia

4.1.1.3 Dimensiones de columnas.

Las columnas se dimensionaron por el método de áreas tributarias y para cumplir con los requerimientos de desempeño sísmico global. Se utilizaron 3 grupos de columnas, columnas esquineras (C4), de borde (C1) y columnas interiores (C2 y C3). Las dimensiones finales de cada grupo son las siguientes.

Tabla 29

Dimensiones de columnas de la estructura

Tipo	Dimensiones (cm)
C1	45X75
C2	45X80
C3	45X90
C4	50X80

Nota: Autoría propia

4.1.1.4 Dimensiones de perfiles acero.

Los perfiles de acero se usaron con el objetivo de tener una estructura más rígida, cumpliendo con los requerimientos de la NEC-SE-DS. A continuación, se presentan las dimensiones tomadas en cuenta:

Tabla 30

Dimensiones de perfiles de acero

Tipo de perfil	Ø	t
	in	in
HSS	7	0.125
HSS	8	0.188

Nota: Autoría propia

4.1.1.5 Período de vibración.

Mediante análisis modal se obtuvieron los periodos de la estructura para cada modo de vibración, cuya cantidad fue normalizada a 3 modos por número de pisos. Obteniendo así una sumatoria de participación de masa del 100% para la dirección X y 100% para la dirección Y. EL primer modo de vibración es traslacional en el eje X con una participación de 80.20%, el segundo modo es traslacional en Y con una participación de 77.99% y el tercer modo es rotacional con una participación de masa de 77.82%.

Tabla 31

Periodos de vibración modelo 1

Modo	Periodo			
	(s)	UX	UY	RZ
1	0.839	80.20%	0.00%	0.01%
2	0.83	0.00%	77.99%	0.00%
3	0.759	0.01%	0.00%	77.82%
4	0.27	11.71%	0.00%	0.00%
5	0.259	0.00%	11.58%	0.00%
6	0.236	0.00%	0.00%	12.42%
7	0.151	3.73%	0.00%	0.00%
8	0.139	0.00%	4.43%	0.00%
9	0.126	0.00%	0.00%	4.22%
10	0.104	1.92%	0.00%	0.00%
11	0.088	0.00%	2.59%	0.00%
12	0.082	0.00%	0.00%	2.38%
13	0.078	1.16%	0.00%	0.00%
14	0.062	0.74%	0.00%	0.00%
15	0.06	0.00%	1.65%	0.00%
16	0.058	0.00%	0.00%	1.51%
17	0.052	0.41%	0.00%	0.00%
18	0.046	0.12%	0.00%	0.00%
19	0.044	0.00%	1.04%	0.00%
20	0.044	0.00%	0.00%	0.97%
21	0.035	0.00%	0.56%	0.00%
22	0.035	0.00%	0.00%	0.52%

23	0.03	0.00%	0.17%	0.00%
24	0.03	0.00%	0.00%	0.16%

Nota: Tomado del Software Etabs

4.1.1.6 Cortante Basal.

El cálculo del cortante basal tomó en consideración el uso de un peso sísmico correspondiente a la carga muerta sobreimpuesta, peso propio de los elementos y un 25% de la carga viva. En conjunto con los parámetros de diseño del diseño basado en fuerza de NEC-15 se obtuvo un cortante basal de 877.87 toneladas.

Tabla 32

Peso sísmico

Nivel	Carga Muerta Tn	25% Carga viva Tn	Peso Sísmico Tn
Piso 8	407.76	12.26	420.02
Piso 7	643.09	34.62	677.71
Piso 6	643.09	34.62	677.71
Piso 5	643.09	34.62	677.71
Piso 4	643.09	34.62	677.71
Piso 3	643.09	34.62	677.71
Piso 2	643.09	34.62	677.71
Piso 1	643.09	34.62	677.71
		Total	5163.96

Nota: Autoría propia

El cortante basal obtenido se distribuyó en altura según los procedimientos de NEC-15, en función del peso sísmico de cada piso de la estructura. Los vectores de cargas aplicados en el modelo en ETABS se definieron como patrones laterales de carga que fueron aplicados en cada diafragma con excentricidad del 5% y estos se presentan en la columna Fi de la siguiente tabla.

Tabla 33*Cortante Basal del modelo 1*

Piso	h_i	W_i	$W_i * (h_i)^k$	$\frac{W_i * (h_i)^k}{\sum W_i * (h_i)^k}$	F_i	V_x
	m	Ton			Ton	Ton
8	24	420.02	17247.82	0.16	142.61	142.61
7	21	677.71	23807.60	0.22	196.85	339.46
6	18	677.71	19881.77	0.19	164.39	503.85
5	15	677.71	16065.42	0.15	132.83	636.68
4	12	677.71	12376.68	0.12	102.33	739.01
3	9	677.71	8842.01	0.08	73.11	812.12
2	6	677.71	5504.28	0.05	45.51	857.63
1	3	677.71	2447.91	0.02	20.24	877.87
Total		5164	106173.49		877.87	4909.24

*Nota: Autoría propia***4.1.1.7 Análisis de derivas de piso.**

Se controlaron las deformaciones mediante el cálculo de derivas inelásticas de piso obtenidas mediante el procedimiento de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) de NEC-15, incluyendo los efectos de agrietamiento en las secciones de los elementos resistentes a cargas en la estructura.

Los resultados obtenidos verifican que las derivas inelásticas de cada piso no superan la deriva inelástica máxima para el sistema estructural utilizado, llegando a tener los máximos valores en el piso 3 correspondientes a derivas de 1.30 % en dirección Y y 1.10% en dirección X.

Tabla 34*Chequeo de derivas máximas para Sismo X*

Story	Joint	U1 cm	U2 cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe i cm/cm	Deriva inelástica $\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$ (cm/cm)	< 2% "NEC-15"
Story8	1	5.474	0.318	5.483	0.394	300	0.00131	0.49%	SI CUMPLE
Story8	3	5.474	-0.319	5.483	0.394	300	0.00131	0.49%	SI CUMPLE
Story7	1	5.081	0.287	5.089	0.515	300	0.00172	0.64%	SI CUMPLE
Story7	3	5.081	-0.288	5.090	0.515	300	0.00172	0.64%	SI CUMPLE
Story6	1	4.568	0.254	4.575	0.658	300	0.00219	0.82%	SI CUMPLE
Story6	3	4.568	-0.255	4.575	0.658	300	0.00219	0.82%	SI CUMPLE

Story5	1	3.911	0.215	3.917	0.770	300	0.00257	0.96%	SI CUMPLE
Story5	3	3.911	-0.215	3.917	0.770	300	0.00257	0.96%	SI CUMPLE
Story4	1	3.142	0.170	3.147	0.845	300	0.00282	1.06%	SI CUMPLE
Story4	3	3.142	-0.170	3.147	0.845	300	0.00282	1.06%	SI CUMPLE
Story3	1	2.298	0.120	2.302	0.879	300	0.00293	1.10%	SI CUMPLE
Story3	3	2.298	-0.120	2.302	0.879	300	0.00293	1.10%	SI CUMPLE
Story2	1	1.420	0.070	1.422	0.861	300	0.00287	1.08%	SI CUMPLE
Story2	3	1.420	-0.070	1.422	0.861	300	0.00287	1.08%	SI CUMPLE
Story1	1	0.560	0.025	0.561	0.561	300	0.00187	0.70%	SI CUMPLE
Story1	3	0.560	-0.024	0.561	0.561	300	0.00187	0.70%	SI CUMPLE
Base	1	0	0	0					
Base	3	0	0	0					

Tabla 35

Chequeo de derivas máximas para Sismo Y

Story	Joint	U1 cm	U2 cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	Deriva inelástica $\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$ (cm/cm)	< 2% "NEC-15"
Story8	3	-0.408	6.397	6.410	0.555	300	0.0019	0.69%	SI CUMPLE
Story8	4	0.410	6.402	6.415	0.558	300	0.0019	0.70%	SI CUMPLE
Story7	3	-0.372	5.843	5.855	0.640	300	0.0021	0.80%	SI CUMPLE
Story7	4	0.373	5.844	5.856	0.639	300	0.0021	0.80%	SI CUMPLE
Story6	3	-0.330	5.204	5.215	0.787	300	0.0026	0.98%	SI CUMPLE
Story6	4	0.331	5.207	5.217	0.787	300	0.0026	0.98%	SI CUMPLE
Story5	3	-0.279	4.419	4.428	0.922	300	0.0031	1.15%	SI CUMPLE
Story5	4	0.280	4.421	4.430	0.922	300	0.0031	1.15%	SI CUMPLE
Story4	3	-0.220	3.499	3.506	1.014	300	0.0034	1.27%	SI CUMPLE
Story4	4	0.221	3.501	3.508	1.014	300	0.0034	1.27%	SI CUMPLE
Story3	3	-0.157	2.487	2.492	1.039	300	0.0035	1.30%	SI CUMPLE
Story3	4	0.157	2.488	2.493	1.040	300	0.0035	1.30%	SI CUMPLE
Story2	3	-0.092	1.450	1.453	0.939	300	0.0031	1.17%	SI CUMPLE
Story2	4	0.092	1.450	1.453	0.941	300	0.0031	1.18%	SI CUMPLE
Story1	3	-0.033	0.513	0.514	0.514	300	0.0017	0.64%	SI CUMPLE
Story1	4	0.033	0.511	0.512	0.512	300	0.0017	0.64%	SI CUMPLE
Base	3	0	0	0					
Base	4	0	0	0					

4.1.1.8 Análisis por irregularidad torsional.

Para el chequeo de irregularidad torsional se verificó que la máxima deriva de cada piso en el extremo de la estructura con respecto a la deriva promedio de los extremos de esta sea menor a 1.2. Se pudo comprobar que los resultados se mantienen por debajo del límite impuesto por NEC-15 para las dos direcciones

principales. Los resultados de torsión en las dos direcciones principales se muestran a continuación.

Tabla 36

Chequeo de irregularidad torsional Sismo X

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	hx	Δe i	ΔE prom	Δei/ΔE prom	< 1.2
		cm	cm	cm	cm	cm	cm/cm	cm/cm		
Story8	1	5.474	0.318	5.483	0.394	300	0.00131	0.0013	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story8	3	5.474	-0.319	5.483	0.394	300	0.00131			
Story7	1	5.081	0.287	5.089	0.515	300	0.00172	0.0017	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story7	3	5.081	-0.288	5.090	0.515	300	0.00172			
Story6	1	4.568	0.254	4.575	0.658	300	0.00219	0.0022	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story6	3	4.568	-0.255	4.575	0.658	300	0.00219			
Story5	1	3.911	0.215	3.917	0.770	300	0.00257	0.0026	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story5	3	3.911	-0.215	3.917	0.770	300	0.00257			
Story4	1	3.142	0.170	3.147	0.845	300	0.00282	0.0028	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story4	3	3.142	-0.170	3.147	0.845	300	0.00282			
Story3	1	2.298	0.120	2.302	0.879	300	0.00293	0.0029	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story3	3	2.298	-0.120	2.302	0.879	300	0.00293			
Story2	1	1.420	0.070	1.422	0.861	300	0.00287	0.0029	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story2	3	1.420	-0.070	1.422	0.861	300	0.00287			
Story1	1	0.560	0.025	0.561	0.561	300	0.00187	0.0019	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story1	3	0.560	-0.024	0.561	0.561	300	0.00187			
Base	1	0	0	0						
Base	3	0	0	0						

Tabla 37

Chequeo de irregularidad torsional Sismo Y

Story	Joint	U1	U2	U	ΔE	hx	Δe i	ΔE prom	Δei/ΔE prom	< 1.2
		cm	cm	cm	cm	cm	cm/cm	cm/cm		
Story8	3	-0.408	6.397	6.410	0.555	300	0.00185	0.0019	1.0026	NO HAY TORSIÓN
Story8	4	0.410	6.402	6.415	0.558	300	0.00186			
Story7	3	-0.372	5.843	5.855	0.640	300	0.00213	0.0021	1.0010	NO HAY TORSIÓN
Story7	4	0.373	5.844	5.856	0.639	300	0.00213			
Story6	3	-0.330	5.204	5.215	0.787	300	0.00262	0.0026	1.0003	NO HAY TORSIÓN
Story6	4	0.331	5.207	5.217	0.787	300	0.00262			
Story5	3	-0.279	4.419	4.428	0.922	300	0.00307	0.0031	1.0002	NO HAY TORSIÓN
Story5	4	0.280	4.421	4.430	0.922	300	0.00307			
Story4	3	-0.220	3.499	3.506	1.014	300	0.00338	0.0034	1.0003	NO HAY TORSIÓN
Story4	4	0.221	3.501	3.508	1.014	300	0.00338			
Story3	3	-0.157	2.487	2.492	1.039	300	0.00346	0.0035	1.0006	NO HAY TORSIÓN
Story3	4	0.157	2.488	2.493	1.040	300	0.00347			

Story2	3	-0.092	1.450	1.453	0.939	300	0.00313	0.0031	1.0011	NO HAY TORSIÓN
Story2	4	0.092	1.450	1.453	0.941	300	0.00314			
Story1	3	-0.033	0.513	0.514	0.514	300	0.00171	0.0017	1.0019	NO HAY TORSIÓN
Story1	4	0.033	0.511	0.512	0.512	300	0.00171			
Base	3	0	0	0						
Base	4	0	0	0						

4.1.1.9 Análisis de los efectos de segundo orden P-Δ.

Los resultados obtenidos a través del chequeo de estabilidad lateral según NEC-15 muestran que el índice de estabilidad Q_i no supera el valor límite propuesto de 0.1. Con base en los resultados de cada piso se pone en evidencia que no se necesita considerar efectos P-Δ en el modelo estructural.

Los resultados del índice de estabilidad Q_i para cada dirección principal se muestran a continuación:

Tabla 38

Chequeo de efectos P- Δ Sismo X

Story	Label	UX cm	ΔE cm	hx cm	Pi Ton	Vi Ton	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	$Q < 0.1$
Story 8	D8	5.343	0.381	300	456.80	142.61	0.004	Sin Efectos P-Δ
Story 7	D7	4.962	0.500	300	1238.37	339.46	0.006	Sin Efectos P-Δ
Story 6	D6	4.462	0.641	300	2019.93	503.85	0.009	Sin Efectos P-Δ
Story 5	D5	3.821	0.750	300	2801.49	636.68	0.011	Sin Efectos P-Δ
Story 4	D4	3.071	0.823	300	3583.06	739.01	0.013	Sin Efectos P-Δ
Story 3	D3	2.248	0.857	300	4364.62	812.12	0.015	Sin Efectos P-Δ
Story 2	D2	1.391	0.838	300	5146.19	857.63	0.017	Sin Efectos P-Δ
Story 1	D1	0.552	0.552	300	5927.75	877.87	0.012	Sin Efectos P-Δ

Tabla 39

Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y

Story	Label	UY cm	ΔE cm	hx cm	Pi Ton	Vi Ton	$Q_i = P_i \Delta_i / h_i V_i$	$Q < 0.1$
Story 8	D8	5.390	0.468	300	456.80	142.61	0.005	Sin Efectos P-Δ
Story 7	D7	4.922	0.533	300	1238.37	339.46	0.006	Sin Efectos P-Δ
Story 6	D6	4.388	0.659	300	2019.93	503.85	0.009	Sin Efectos P-Δ
Story 5	D5	3.730	0.775	300	2801.49	636.68	0.011	Sin Efectos P-Δ
Story 4	D4	2.955	0.855	300	3583.06	739.01	0.014	Sin Efectos P-Δ
Story 3	D3	2.100	0.878	300	4364.62	812.12	0.016	Sin Efectos P-Δ
Story 2	D2	1.222	0.793	300	5146.19	857.63	0.016	Sin Efectos P-Δ
Story 1	D1	0.429	0.429	300	5927.75	877.87	0.010	Sin Efectos P-Δ

4.1.1.10 *Diseño a flexión en vigas.*

El diseño a flexión de los elementos vigas tomo en consideración el modelo 1 y el modelo 2, comparando las sollicitaciones de cada modelo y escogiendo las fuerzas de diseño más críticas obtenidas.

Las vigas se diseñaron para resistir los momentos flectores inducidos por acciones de gravedad y sísmicas por medio de una envolvente de combinaciones de carga según las normas usadas en este estudio.

Se verificó el cumplimiento de las consideraciones de diseño como el cumplimiento del área de acero provisto que debe ser mayor que el área de acero requerido por las combinaciones de carga resultantes del análisis estructural.

A continuación, se presenta el acero provisto de las vigas utilizadas.

Tabla 40

Acero longitudinal en vigas del P1-P7

Tipo	As (-) cm ²	As (+) cm ²	ρ (-)	ρ (+)
V1-X	8.64	4.62	0.64%	0.34%
V2-X	15.27	7.63	0.79%	0.40%
V1-Y	12.25	12.25	0.78%	0.78%
V2-Y	15.27	13.92	0.87%	0.80%

Nota: Autoría propia

Tabla 41

Acero longitudinal en vigas cubierta

Tipo	As (-) cm ²	As (+) cm ²	ρ (-)	ρ (+)
VC1-X	4.62	2.26	0.62%	0.30%
VC2-X	6.63	4.62	0.49%	0.34%
VC1-Y	2.26	2.26	0.30%	0.30%

Nota: Autoría propia

4.1.1.11 *Diseño a cortante en vigas.*

El diseño a corte de las vigas tomó en cuenta las mayores solicitaciones de cortante del modelo 1 y 2. Siendo el primero el que superaba por un margen reducido al segundo. Por tanto, se procedió a diseñar ambos modelos tomando como referencia las fuerzas de diseño del modelo 1.

Basado en el cálculo del cortante equivalente obtenido a través de los momentos probables en los extremos de las vigas se calculó el área de acero transversal requerido. Se propusieron cantidades de acero trasversal en forma de estribos cerrados de confinamiento y vinchas para satisfacer este requerimiento.

A continuación, se detallan las fuerzas de diseño para el cálculo del área de acero transversal.

Tabla 42

Cortante calculado para la VI-X

Tramo	Visos. Ton	Vhiper. Ton	Ve Ton	Vc Ton	Vs Ton
1	4.40	16.45	20.85	0.00	33.23
2	6.50	5.26	11.76	3.18	33.23
3	5.98	4.39	10.37	3.18	33.23
4	4.68	5.48	10.16	0.00	33.23
5	3.82	6.58	10.40	0.00	33.23

Nota: Autoría propia

Tabla 43

Cortante calculado para la V2-X

Tramo	Visos. Ton	Vhiper. Ton	Ve Ton	Vc Ton	Vs Ton
1	3.40	34.84	38.24	0.00	55.09
2	9.38	11.15	20.53	0.00	33.05
3	11.49	9.29	20.78	4.62	33.05
4	8.94	11.61	20.55	0.00	33.05
5	7.31	13.93	21.24	0.00	33.05
5 (1m)	7.49	55.74	63.23	0.00	99.16

5 (2m)	4.36	27.87	32.23	0.00	49.58
Esc (1m)	0.23	2.41	2.64	0.00	13.26
Esc (2m)	0.10	1.21	1.31	0.00	13.26

Nota: Autoría propia

Tabla 44

Cortante calculado para la VI-Y

Tramo	Visos. Ton	Vhiper. Ton	Ve Ton	Vc Ton	Vs Ton
1	3.67	30.46	34.13	0.00	49.85
2	0.64	11.80	12.44	0.00	33.23

Nota: Autoría propia

Tabla 45

Cortante calculado para la V2-Y

Tramo	Visos. Ton	Vhiper. Ton	Ve Ton	Vc Ton	Vs Ton
1	2.59	40.33	42.92	0.00	63.76
2	0.94	15.63	16.57	0.00	29.75

Nota: Autoría propia

Tabla 46

Cortante calculado para la VC1-X

Tramo	Visos. Ton	Vhiper. Ton	Ve Ton	Vc Ton	Vs Ton
1	2.20	5.28	7.48	0.00	33.38
2	3.10	1.69	4.79	1.67	33.38
3	2.84	1.41	4.25	1.67	33.38
4	2.22	1.76	3.98	1.67	33.38
5	1.82	2.02	3.84	0.00	33.38

Nota: Autoría propia

Tabla 47*Cortante calculado para la VC2-X*

Tramo	Visos. Ton	Vhiper. Ton	Ve Ton	Vc Ton	Vs Ton
1	1.94	13.77	15.71	0.00	32.41
2	5.00	4.41	9.41	3.11	32.41
3	5.97	3.67	9.64	3.11	32.41
4	4.77	4.59	9.36	3.11	32.41
5	3.97	5.51	9.48	0.00	32.41

*Nota: Autoría propia***Tabla 48***Cortante calculado para la VC1-Y*

Tramo	Visos. Ton	Vhiper. Ton	Ve Ton	Vc Ton	Vs Ton
1	2.25	3.52	5.77	0.00	32.20
2	0.22	1.36	1.58	0.00	32.20

Nota: Autoría propia

Obtenidas las fuerzas de diseño se procedió al cálculo del área de acero transversal y su distribución en las zonas de confinamientos haciendo uso de estribos cerrados de confinamiento y vinchas. Además de cumplir con el área de acero transversal, los estribos se diseñaron para cumplir la longitud de los ganchos conforme a ACI 318. Los detalles se presentan a continuación.

Tabla 49*Confinamiento de estribos en zona 2H para vigas del P1-P7*

Tipo	Tramo	s (cm)	Nº Ramas	Asv (cm ²)
V1-X	1	8	2	1.57
	2-5	8	2	1.57
V2-X	1	6	2	1.57
	2-5	10	2	1.57
	5 (1m)	7	3	2.36
	5 (2m)	10	3	2.36
	Esc (1m)	5	2	1.01
	Esc (2m)	5	2	1.01

V1-Y	1	8	3	2.36
	2	8	2	1.57
V2-Y	1	7	3	2.36
	2	10	2	1.57

Nota: Autoría propia

Tabla 50

Confinamiento de estribos en zona 2H para vigas de cubierta

Tipo	Tramo	s (cm)	N° Ramas	Asv (cm ²)
VC1-X	1	5	2	1.57
	2-5	5	2	1.57
VC2-X	1	8	2	1.57
	2-5	8	2	1.57
VC1-Y	1	5	2	1.57
	2	5	2	1.57

Nota: Autoría propia

4.1.1.12 Diseño a flexión en columnas.

Para garantizar un adecuado comportamiento sísmico, el acero longitudinal de las columnas se obtuvo al asumir una carga axial de 0 toneladas para el cálculo del momento de diseño, también se chequeo el criterio de columna fuerte-viga débil obteniendo un cumplimiento de este criterio en todas las columnas diseñadas. A continuación, se detallan los resultados de los diseños.

Columna C1

Los resultados de la columna C1 demuestran el cumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil al ser la sumatoria de momentos nominales en las columnas mayor que 1.2 veces la sumatoria de los momentos nominales en las vigas. La cuantía satisface los requerimientos normativos de ACI 318.

Tabla 51

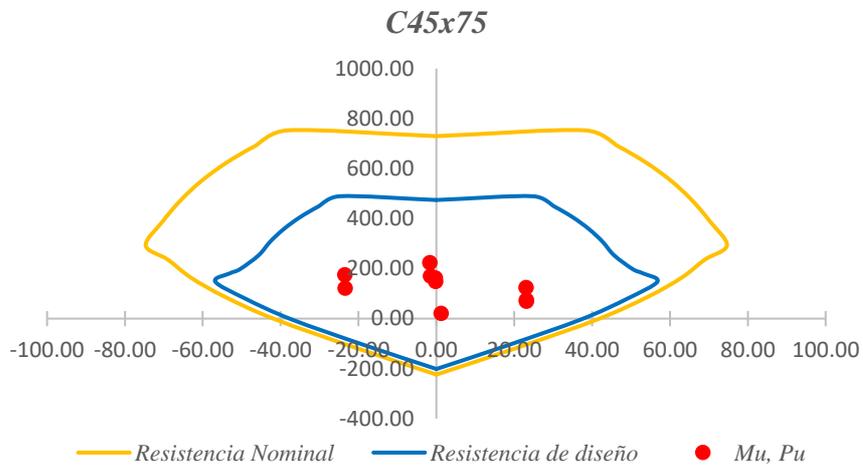
Columna fuerte viga débil de la columna C1

Dirección	ΣM_{nc} Ton*m	$1.2 \Sigma M_{nv}$ Ton*m	N Varillas	ϕ mm	ρ %	As cm ²
X	111.84	68.27	5	18	1.81	61.07
Y	190.3	74.44	9	18		

Nota: Autoría propia

Figura 55

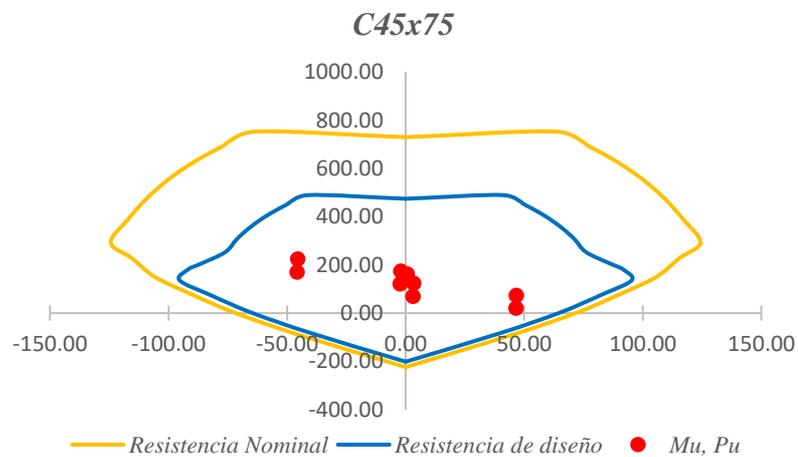
Diagrama de interacción de la columna C1 dirección x



Nota: Autoría propia

Figura 56

Diagrama de interacción de la columna C1 dirección y



Nota: Autoría propia

Columnas C2 y C3

Al igual que en las columnas C1, todos los resultados de las columnas C2 y C3 cumplen con los requerimientos normativos en términos de cuantía longitudinal y del criterio columna fuerte-viga débil. Los dos grupos de columnas centrales tuvieron resultados muy por encima del límite mínimo en el criterio columna fuerte-viga débil.

Los resultados del diseño son los siguientes.

Tabla 52

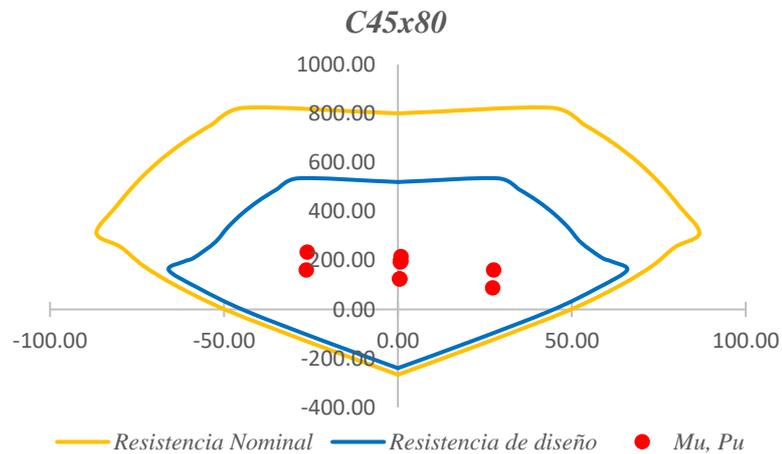
Columna fuerte viga débil de la columna C2

Dirección	ΣM_{nc} Ton*m	$1.2 \Sigma M_{nv}$ Ton*m	N Varillas	ϕ mm	ρ %	As cm ²
X	100.72	68.27	5	18	1.7	61.07
Y	180.23	76.54	9	18		

Nota: Autoría propia

Figura 57

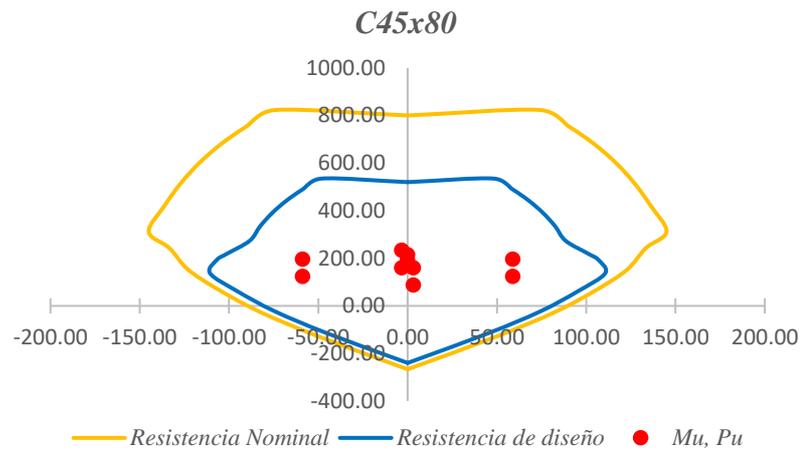
Diagrama de interacción de la columna C2 dirección x



Nota: Autoría propia

Figura 58

Diagrama de interacción de la columna C2 dirección y



Nota: Autoría propia

Tabla 53

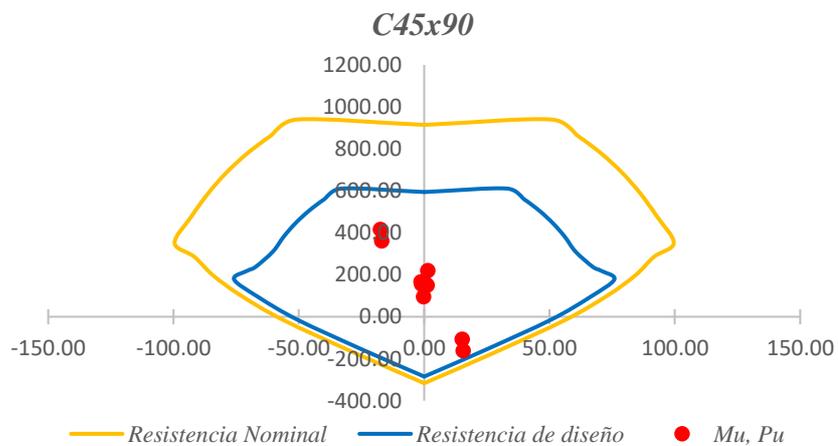
Columna fuerte viga débil de la columna C3

Dirección	ΣM_{nc} Ton*m	$1.2 \Sigma M_{nv}$ Ton*m	N Varillas	ϕ mm	ρ %	As cm ²
X	120.09	68.27	5	20	1.86	75.4
Y	260	76.54	9	20		

Nota: Autoría propia

Figura 59

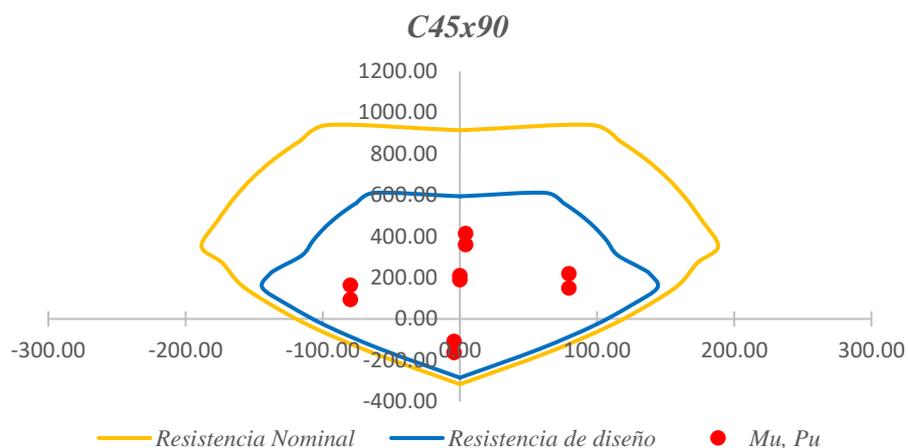
Diagrama de interacción de la columna C3 dirección x



Nota: Autoría propia

Figura 60

Diagrama de interacción de la columna C3 dirección y



Nota: Autoría propia

Columna C4

Las columnas C4 también tienen la misma condición que las columnas centrales en cuanto al criterio columna fuerte-viga débil. Su cuantía longitudinal se encuentra dentro del rango permitido por la normativa. Los detalles se presentan a continuación.

Tabla 54

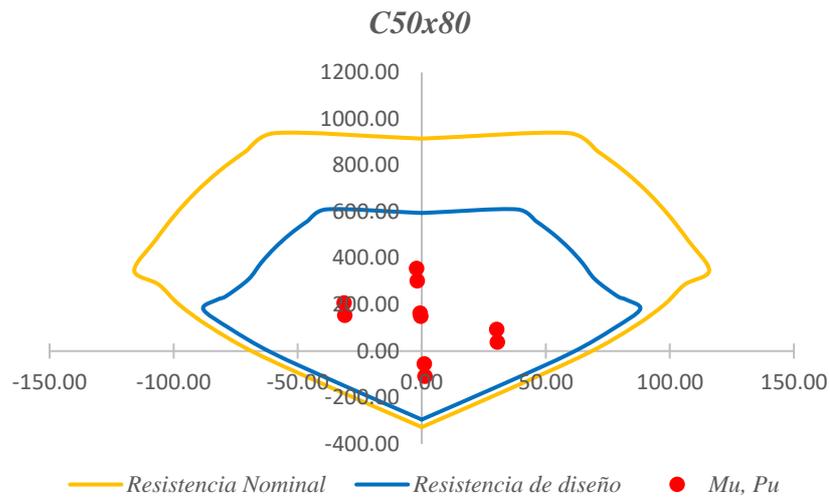
Columna fuerte viga débil de la columna C4

Dirección	ΣM_{nc} Ton*m	$1.2 \Sigma M_{nv}$ Ton*m	N Varillas	ϕ mm	ρ %	As cm ²
X	140.57	32.49	5	20	1.88	75.4
Y	220.44	55.88	9	20		

Nota: Autoría propia

Figura 61

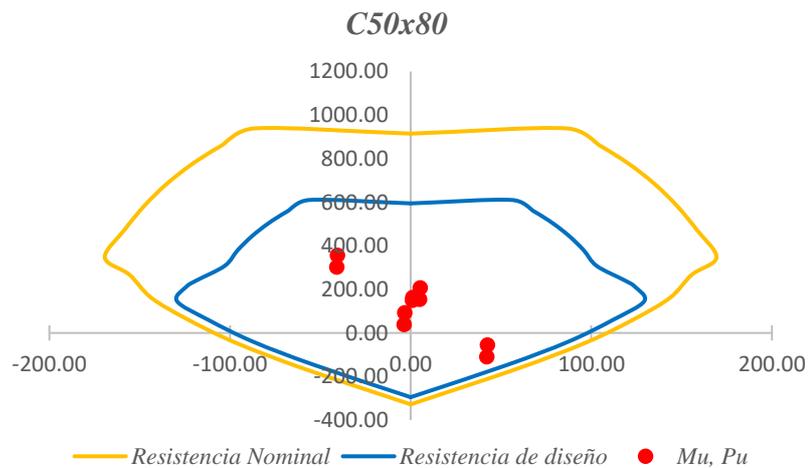
Diagrama de interacción de la columna C4 dirección x



Nota: Autoría propia

Figura 62

Diagrama de interacción de la columna C4 dirección y



Nota: Autoría propia

4.1.1.13 Diseño a cortante en columnas.

Columna C1

Las columnas C1 de 45 x 75 cm se diseñaron para cumplir los requerimientos de las zonas de confinamiento según ACI 318. Se obtuvieron diseños ajustados al acero transversal requerido en la dirección larga de la columna. En la zona angosta el área de acero transversal provisto tenía una diferencia más amplia con respecto al área de acero requerido.

Tabla 55*Confinamiento de estribos para la columna C1*

Dirección	Ash req. cm ²	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	1.83	2.4	3	10	8
Y	3.32	5.5	7	10	8

*Nota: Autoría propia***Columna C2 y C3**

Las columnas C2 y C3 al tener mayores solicitaciones se diseñaron con mayores cantidades de acero transversal. Se usó la misma área de acero transversal para las columnas de 45 x 90 cm y las columnas de 45 x 80 cm. Sin embargo, como la columna de 45 x 90 cm requería una mayor cuantía transversal para el lado largo de la sección se utilizó un menor espaciamiento para cumplir con el acero requerido.

A continuación, se muestra un resumen del diseño de las columnas centrales de 45 x 80 cm.

Tabla 56*Confinamiento de estribos para la columna C2*

Dirección	Ash req. cm ²	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	2.23	2.4	3	10	7
Y	4.34	5.5	7	10	7

Nota: Autoría propia

La siguiente tabla muestra los resultados del diseño de las columnas centrales de 45 x 90 cm.

Tabla 57*Confinamiento de estribos para la columna C3*

Dirección	Ash req. cm ²	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	2.4	2.4	3	10	6
Y	4.71	6.3	7	10	6

*Nota: Autoría propia***Columnas C4**

Las columnas C4 de 50 x 80 cm se diseñaron para cumplir con el acero requerido en función de las solicitaciones obtenidas por el análisis lineal elástico.

Las zonas de confinamiento, tanto en la parte superior como inferior, se detallaron mediante la utilización de estribos cerrados de confinamiento según los requerimientos de ACI 318. En la siguiente tabla se resumen los detalles del diseño.

Tabla 58*Confinamiento de estribos para la columna C3*

Dirección	Ash req. cm ²	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	1.86	2.4	3	10	8
Y	3.19	5.5	7	10	8

*Nota: Autoría propia***4.1.2. Modelo 2.**

El modelo 2 fue concebido para considerar el efecto de la mampostería en el sistema estructural, específicamente como causa de un efecto de columna corta en varias columnas del modelo.

4.1.2.1 Dimensiones de Losas.

Las dimensiones de las losas del modelo 2 corresponden a las mismas dimensiones de las losas utilizadas para el modelo 1. Se verifico su cumplimiento para ambos modelos dando resultados aceptables para los modelos en cuestión.

4.1.2.2 Dimensiones de Vigas.

Las dimensiones de las vigas en el modelo 2 son idénticas a las dimensiones de las vigas calculadas para el modelo 1.

4.1.2.3 Dimensiones de columnas.

Las dimensiones de las columnas del modelo 2 corresponden a las mismas dimensiones de las columnas ubicada en el modelo 1.

4.1.2.4 Dimensiones del puntal equivalente de mampostería.

La mampostería se modeló como un puntal equivalente basado en los cálculos descritos en el capítulo 3. A continuación se detallan las características principales de los puntales utilizados.

Tabla 59

Dimensiones del puntal equivalente

Tipo	t (cm)	a (cm)
D1	15	43.61
D2	15	51.81
D3	15	41.39
D4	15	34.88
D5	15	29.20

Nota: Autoría propia

Tabla 60

Carga aplicada al puntal equivalente

Diagonal	Rc Ton	Rv Ton	Rpuntal Ton
D1	22.89	7.94	8.72
D2	27.20	9.45	10.07
D3	21.73	7.68	8.49
D4	18.31	6.55	7.56
D5	15.33	6.04	7.19

Nota: Autoría propia

4.1.2.5 Período de vibración.

Los resultados del análisis modal arrojaron resultados netamente traslacionales para el primer y segundo modo de vibración en direcciones perpendiculares al modelo uno, siendo el primer modo traslacional en dirección Y y el segundo modo traslacional en sentido X. El tercer modo es rotacional, al igual que en el modelo 1. La sumatoria de las masas participantes en las dos direcciones principales corresponde al 100%.

Tabla 61

Periodos de vibración modelo 2

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.803	0.00%	78.40%	0.00%
2	0.745	81.12%	0.00%	0.02%
3	0.687	0.02%	0.00%	79.12%
4	0.252	0.00%	11.31%	0.00%
5	0.242	11.21%	0.00%	0.00%
6	0.218	0.00%	0.00%	11.49%
7	0.138	3.60%	0.00%	0.00%
8	0.136	0.00%	4.36%	0.00%
9	0.119	0.00%	0.00%	4.05%
10	0.096	1.82%	0.00%	0.00%
11	0.087	0.00%	2.55%	0.00%
12	0.079	0.00%	0.00%	2.27%
13	0.074	1.08%	0.00%	0.00%
14	0.06	0.00%	1.63%	0.00%
15	0.059	0.68%	0.00%	0.00%
16	0.057	0.00%	0.00%	1.45%
17	0.05	0.37%	0.00%	0.00%
18	0.044	0.00%	1.03%	0.00%
19	0.044	0.11%	0.00%	0.00%
20	0.043	0.00%	0.00%	0.93%
21	0.035	0.00%	0.55%	0.00%
22	0.034	0.00%	0.00%	0.50%
23	0.03	0.00%	0.17%	0.00%

Nota: Tomado del Software Etabs

4.1.2.6 Cortante Basal.

Con el uso de la misma metodología aplicada al modelo 1, se calculó el cortante basal con cargas muertas y un porcentaje de cargas vivas correspondientes al 25% de estas y con los demás parámetros de diseño sin variaciones. Es así como se obtuvo un cortante de diseño de 877.87 toneladas.

La distribución del cortante basal en cada diafragma en forma de vectores de carga se hizo de la siguiente forma.

Tabla 62

Cortante Basal del modelo 2

Piso	h_i	W_i	$W_i * (h_i)^k$	$\frac{W_i * (h_i)^k}{\sum W_i * (h_i)^k}$	F_i	V_x
	m	Ton			Ton	Ton
8	24	420.02	16237.17	0.16	141.43	141.43
7	21	677.71	22469.51	0.22	195.71	337.13
6	18	677.71	18819.36	0.19	163.92	501.05
5	15	677.71	15259.71	0.15	132.91	633.96
4	12	677.71	11805.92	0.12	102.83	736.79
3	9	677.71	8480.48	0.08	73.86	810.66
2	6	677.71	5320.05	0.05	46.34	856.99
1	3	677.71	2397.35	0.02	20.88	877.87
Total		5164	100789.53		877.87	4895.88

Nota: Autoría propia

4.1.2.7 Análisis de derivas de piso.

Los resultados del análisis de derivas para las combinaciones de carga que incluyen sismos en las dos direcciones principales demuestran que, bajo la metodología de cálculo de NEC-15, las derivas inelásticas de cada piso son menores que la deriva máxima permitida por esta normativa. Las máximas derivas

calculadas se encuentran en el tercer piso y corresponden a 0.87% y 1.2% para los sismos en X y Y respectivamente.

Tabla 63

Chequeo de derivas máximas para Sismo X

Story	Joint	U1 cm	U2 cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe i cm/cm	Deriva inelástica ΔM = 0.75*R*ΔE (cm/cm)	< 2% "NEC-15"
Story8	1	4.273	0.347	4.287	0.284	300	0.00095	0.35%	SI CUMPLE
Story8	3	4.273	-0.347	4.287	0.284	300	0.00095	0.35%	SI CUMPLE
Story7	1	3.990	0.319	4.003	0.382	300	0.00127	0.48%	SI CUMPLE
Story7	3	3.990	-0.320	4.003	0.382	300	0.00127	0.48%	SI CUMPLE
Story6	1	3.610	0.287	3.621	0.500	300	0.00167	0.63%	SI CUMPLE
Story6	3	3.610	-0.287	3.621	0.500	300	0.00167	0.63%	SI CUMPLE
Story5	1	3.111	0.245	3.121	0.594	300	0.00198	0.74%	SI CUMPLE
Story5	3	3.111	-0.245	3.121	0.594	300	0.00198	0.74%	SI CUMPLE
Story4	1	2.519	0.196	2.527	0.660	300	0.00220	0.82%	SI CUMPLE
Story4	3	2.519	-0.196	2.527	0.660	300	0.00220	0.82%	SI CUMPLE
Story3	1	1.862	0.142	1.867	0.695	300	0.00232	0.87%	SI CUMPLE
Story3	3	1.862	-0.142	1.867	0.695	300	0.00232	0.87%	SI CUMPLE
Story2	1	1.169	0.085	1.172	0.692	300	0.00231	0.87%	SI CUMPLE
Story2	3	1.169	-0.085	1.172	0.692	300	0.00231	0.87%	SI CUMPLE
Story1	1	0.479	0.031	0.480	0.480	300	0.00160	0.60%	SI CUMPLE
Story1	3	0.479	-0.031	0.480	0.480	300	0.00160	0.60%	SI CUMPLE
Base	1	0	0	0					
Base	3	0	0	0					

Tabla 64

Chequeo de derivas máximas para Sismo Y

Story	Joint	U1 cm	U2 cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe i cm/cm	Deriva inelástica ΔM = 0.75*R*ΔE (cm/cm)	< 2% "NEC-15"
Story8	3	-0.325	5.794	5.803	0.475	300	0.0016	0.59%	SI CUMPLE
Story8	4	0.326	5.794	5.803	0.475	300	0.0016	0.59%	SI CUMPLE
Story7	3	-0.300	5.320	5.328	0.556	300	0.0019	0.69%	SI CUMPLE
Story7	4	0.301	5.320	5.328	0.556	300	0.0019	0.69%	SI CUMPLE
Story6	3	-0.269	4.765	4.772	0.700	300	0.0023	0.87%	SI CUMPLE
Story6	4	0.270	4.765	4.772	0.700	300	0.0023	0.87%	SI CUMPLE
Story5	3	-0.230	4.066	4.073	0.830	300	0.0028	1.04%	SI CUMPLE
Story5	4	0.231	4.066	4.073	0.830	300	0.0028	1.04%	SI CUMPLE
Story4	3	-0.184	3.237	3.242	0.923	300	0.0031	1.15%	SI CUMPLE
Story4	4	0.184	3.237	3.242	0.923	300	0.0031	1.15%	SI CUMPLE
Story3	3	-0.133	2.315	2.319	0.957	300	0.0032	1.20%	SI CUMPLE
Story3	4	0.133	2.315	2.319	0.957	300	0.0032	1.20%	SI CUMPLE
Story2	3	-0.080	1.360	1.362	0.877	300	0.0029	1.10%	SI CUMPLE
Story2	4	0.079	1.360	1.362	0.877	300	0.0029	1.10%	SI CUMPLE

Story1	3	-0.029	0.485	0.485	0.485	300	0.0016	0.61%	SI CUMPLE
Story1	4	0.029	0.485	0.485	0.485	300	0.0016	0.61%	SI CUMPLE
Base	3	0	0	0					
Base	4	0	0	0					

4.1.2.8 Análisis por irregularidad torsional.

Se pudo verificar que los efectos torsionales de la estructura se encuentran por debajo de los límites impuestos por NEC, por tanto, no se penalizará la estructura por efectos torsionales. Los resultados del chequeo en ambas direcciones principales se detallan a continuación.

Tabla 65

Chequeo de irregularidad torsional Sismo X

Story	Joint	U1 cm	U2 cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	$\frac{\Delta E}{prom}$ cm/cm	$\frac{\Delta e_i}{\Delta E}$ prom	< 1.2
Story8	1	4.273	0.347	4.287	0.284	300	0.00095			
Story8	3	4.273	-0.347	4.287	0.284	300	0.00095	0.0009	1.000	NO HAY TORSIÓN
Story7	1	3.990	0.319	4.003	0.382	300	0.00127			
Story7	3	3.990	-0.320	4.003	0.382	300	0.00127	0.0013	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story6	1	3.610	0.287	3.621	0.500	300	0.00167			
Story6	3	3.610	-0.287	3.621	0.500	300	0.00167	0.0017	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story5	1	3.111	0.245	3.121	0.594	300	0.00198			
Story5	3	3.111	-0.245	3.121	0.594	300	0.00198	0.0020	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story4	1	2.519	0.196	2.527	0.660	300	0.00220			
Story4	3	2.519	-0.196	2.527	0.660	300	0.00220	0.0022	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story3	1	1.862	0.142	1.867	0.695	300	0.00232			
Story3	3	1.862	-0.142	1.867	0.695	300	0.00232	0.0023	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story2	1	1.169	0.085	1.172	0.692	300	0.00231			
Story2	3	1.169	-0.085	1.172	0.692	300	0.00231	0.0023	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story1	1	0.479	0.031	0.480	0.480	300	0.00160			
Story1	3	0.479	-0.031	0.480	0.480	300	0.00160	0.0016	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Base	1	0	0	0						
Base	3	0	0	0						

Tabla 66

Chequeo de irregularidad torsional Sismo Y

Story	Joint	U1 cm	U2 cm	U cm	ΔE cm	hx cm	Δe_i cm/cm	$\frac{\Delta E}{prom}$ cm/cm	$\frac{\Delta e_i}{\Delta E}$ prom	< 1.2
Story8	3	-0.325	5.794	5.803	0.475	300	0.00158			
Story8	4	0.326	5.794	5.803	0.475	300	0.00158	0.0016	1.0000	NO HAY TORSIÓN

Story7	3	-0.300	5.320	5.328	0.556	300	0.00185			
Story7	4	0.301	5.320	5.328	0.556	300	0.00185	0.0019	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story6	3	-0.269	4.765	4.772	0.700	300	0.00233			
Story6	4	0.270	4.765	4.772	0.700	300	0.00233	0.0023	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story5	3	-0.230	4.066	4.073	0.830	300	0.00277			
Story5	4	0.231	4.066	4.073	0.830	300	0.00277	0.0028	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story4	3	-0.184	3.237	3.242	0.923	300	0.00308			
Story4	4	0.184	3.237	3.242	0.923	300	0.00308	0.0031	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story3	3	-0.133	2.315	2.319	0.957	300	0.00319			
Story3	4	0.133	2.315	2.319	0.957	300	0.00319	0.0032	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story2	3	-0.080	1.360	1.362	0.877	300	0.00292			
Story2	4	0.079	1.360	1.362	0.877	300	0.00292	0.0029	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Story1	3	-0.029	0.485	0.485	0.485	300	0.00162			
Story1	4	0.029	0.485	0.485	0.485	300	0.00162	0.0016	1.0000	NO HAY TORSIÓN
Base	3	0	0	0						
Base	4	0	0	0						

4.1.2.9 Análisis de los efectos de segundo orden P-Δ.

El chequeo de efectos P-Δ mediante el cálculo del índice de estabilidad demuestra que no deben considerarse efectos de segundo orden en la estructura. Los resultados reflejan valores muy por debajo del límite impuesto en la NEC, por tanto, la estabilidad lateral no debería ser un problema que considerar en el diseño.

Tabla 67

Chequeo de efectos P- Δ Sismo X

Story	Level	UX cm	ΔE cm	hx cm	Pi Ton	Vi Ton	Qi=P _i Δ _i /h _i V _i	Q < 0.1
Story 8	D8	4.133	0.272	300	456.80	141.43	0.003	Sin Efectos P-Δ
Story 7	D7	3.861	0.367	300	1238.37	337.14	0.004	Sin Efectos P-Δ
Story 6	D6	3.494	0.482	300	2019.93	501.06	0.006	Sin Efectos P-Δ
Story 5	D5	3.012	0.572	300	2801.49	633.97	0.008	Sin Efectos P-Δ
Story 4	D4	2.440	0.635	300	3583.06	736.80	0.010	Sin Efectos P-Δ
Story 3	D3	1.804	0.669	300	4364.62	810.66	0.012	Sin Efectos P-Δ
Story 2	D2	1.135	0.669	300	5146.19	857.00	0.013	Sin Efectos P-Δ
Story 1	D1	0.466	0.466	300	5927.75	877.88	0.010	Sin Efectos P-Δ

Tabla 68*Chequeo de efectos P- Δ Sismo Y*

Story	Level	UY cm	ΔE cm	hx cm	Pi Ton	Vi Ton	Qi=P _i Δ _i /h _i V _i	Q < 0.1
Story 8	D8	4.988	0.413	300	456.80	141.43	0.004	Sin Efectos P-Δ
Story 7	D7	4.576	0.479	300	1238.37	337.14	0.006	Sin Efectos P-Δ
Story 6	D6	4.097	0.602	300	2019.93	501.06	0.008	Sin Efectos P-Δ
Story 5	D5	3.495	0.715	300	2801.49	633.97	0.011	Sin Efectos P-Δ
Story 4	D4	2.781	0.795	300	3583.06	736.80	0.013	Sin Efectos P-Δ
Story 3	D3	1.986	0.823	300	4364.62	810.66	0.015	Sin Efectos P-Δ
Story 2	D2	1.163	0.751	300	5146.19	857.00	0.015	Sin Efectos P-Δ
Story 1	D1	0.412	0.412	300	5927.75	877.88	0.009	Sin Efectos P-Δ

4.1.2.10 Diseño a flexión en vigas.

Debido al uso de las mismas dimensiones de las secciones en el modelo 1 y dos las solicitaciones de momentos en las vigas diferían por un pequeño margen, siendo las del modelo 1 las que tenían mayores valores. Por tanto, estas fueron tomadas para el diseño a flexión del modelo 1 y modelo 2.

Los detalles del diseño a flexión de las vigas del modelo 1 y 2 se detallan en la sección de diseño a flexión de vigas del modelo 1.

4.1.2.11 Diseño a cortante en vigas.

De forma similar al diseño a flexión de las vigas, las fuerzas cortantes con las que se diseñó el modelo fueron aplicadas en el diseño por corte en el modelo 2.

Las consideraciones de diseño sísmico para el diseño por corte de las vigas del modelo 1 satisfacían los requerimientos del modelo 2. Los detalles del diseño se encuentran en la sección de diseño por corte en vigas del modelo 1

4.1.2.12 Diseño a flexión en columnas.

El cálculo del área de acero longitudinal consideró los criterios columna fuerte viga débil y los criterios de resistencia necesarios para soportar las combinaciones de cargas de diseño.

Al igual que el diseño estructural de las vigas, las fuerzas de diseño se obtuvieron del modelo más crítico, es decir, el modelo 1.

El refuerzo longitudinal de todas las columnas del modelo 1 cumplen todos los criterios de diseño normados en el modelo 2 y en pro de un análisis comparativo, se asumió la misma cantidad de acero del modelo 1 para todas las columnas del modelo 2.

4.1.2.13 *Diseño a cortante en columnas.*

Columnas C1

Para cumplir con las solicitaciones de cortante en la longitud corta de las columnas de borde en el eje 1 y 5 de dimensiones 45 x 75 cm, el acero transversal fue diseñado para resistir el cortante equivalente de la columna para las dos direcciones principales. El detallado del refuerzo transversal dentro de la longitud corta de la columna se calculó en estribos cerrados de confinamiento y vinchas de 14 milímetros para ambas direcciones con separaciones de 4 centímetros.

Tabla 69

Confinamiento de estribos para la columna corta C1, eje 1 y 5

Dirección	Ln m	Ve Ton	ϕ Vn Ton	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	0.45	249.38	350.59	6.16	4	14	4
Y	0.45	428.21	453.4	13.85	9	14	4

Nota: Autoría propia

Para las columnas de borde con las mismas dimensiones de los ejes A e I las fuerzas de diseño y los detalles del acero transversal se muestran a continuación.

Tabla 70

Confinamiento de estribos para la columna corta C1, eje A e I

Dirección	Ln m	Ve Ton	ϕ Vn Ton	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	0.4	280.55	465.35	6.16	4	14	3
Y	0.4	481.75	602.5	13.85	9	14	3

Nota: Autoría propia

Columnas C2

Para las columnas centrales de 45 x 80 a excepción de aquellas que presentan efectos de columnas cortas por la presencia de las escaleras, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 71

Confinamiento de estribos para la columna C2 centrales (1)

Dirección	Ln m	Ve Ton	ϕ Vn Ton	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	2.45	46.09	100.77	2.36	3	10	6
Y	2.45	85.08	141.72	6.28	8	10	6

Nota: Autoría propia

Para las columnas centrales de 45 x 80 cm que si presentan efectos de columna corta debido a la presencia de las escaleras se obtuvieron los cortantes equivalentes para la longitud corta y para la longitud restante. Sin embargo, como prevalecían los valores obtenidos en la longitud corta de la columna se replicaron estos resultados en ambas ubicaciones de la columna, es decir en la parte superior e inferior.

Los resultados de la parte superior, inferior y el acero provisto se detallan a continuación.

Tabla 72

Confinamiento de estribos para la columna corta C2 centrales (2)

Dirección	Ln m	Ve sup. Ton	Ve inf. Ton	ϕ Vn Ton	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	s cm
X	1.3 y 0.95	118.87	86.86	194.78	2,36	3	10	3
Y	1.3 y 0.95	219.42	160.34	276.97	6,28	8	10	3

Nota: Autoría propia

Columnas C3

Las columnas de borde de dimensión 45 x 90 cm ubicadas en los ejes A y I obtuvieron los cortantes más grandes de todas las columnas de borde, por tanto, el acero provisto es mayor que las demás. Los resultados de las fuerzas de diseño y la disposición del acero se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 73

Confinamiento de estribos para la columna corta C3, eje A e I

Dirección	Ln m	Ve Ton	ϕ Vn Ton	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	S cm
X	0.4	344.4	552.32	6.03	3	16	3
Y	0.4	724.14	786.3	18.10	9	16	3

Nota: Autoría propia

Para las columnas centrales de 45 x 90 cm de los ejes B y H se obtuvieron cortantes de diseño menores debido a la ausencia del efecto de columna corta por acción de la mampostería. Los detalles del acero transversal propuestos son los siguientes.

Tabla 74

Confinamiento de estribos para la columna C3, eje B y H

Dirección	Ln m	Ve Ton	ϕ Vn Ton	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	S cm
X	2.45	56.22	129.22	3.14	4	10	7
Y	2.45	118.22	137.7	7.07	9	10	7

Nota: Autoría propia

Columnas C4

El diseño a corte de todas las columnas esquineras se basó en el cálculo del cortante equivalente de estas y el acero transversal necesario para resistirlo, se utilizaron estribos cerrados de confinamiento y vinchas. Los detalles del diseño se replicaron en todas las columnas de dimensiones similares.

Las fuerzas de diseño y detalles son los siguientes.

Tabla 75*Confinamiento de estribos para la columna corta C3, eje B y H*

Dirección	Ln m	Ve Ton	ϕ Vn Ton	Ash prov. cm ²	Vinchas #	ϕ mm	S cm
X	0.5	312.23	376.03	6.16	4	14	4
Y	0.5	508.7	509.145	13.85	9	14	4

Nota: Autoría propia

4.2. RESULTADOS DEL CALCULO DE ROTULAS PLÁSTICAS (O.E.2)

4.2.1. Modelo 1.

4.2.1.1 Diseño de rótulas en vigas.

Las rotulas plásticas en las vigas fueron diseñadas para representar el comportamiento plástico que estas tendrían cuando en ellas se produzcan momentos positivos y negativos debido a la aplicación de las cargas incrementales del análisis Pushover. Para esto se utilizaron las propiedades esperadas de los materiales en conjunto con las ecuaciones provistas por ACI 369.1 para vigas esbeltas con adecuados desarrollos de traslapes como método de cálculo de las rotaciones plásticas del diagrama momento – rotación de cada elemento.

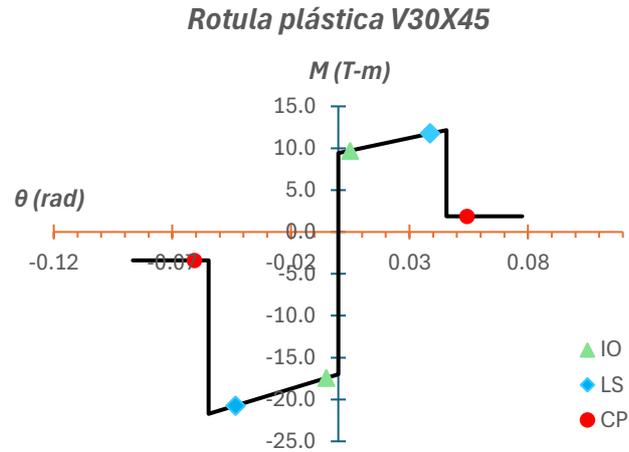
Tabla 76*Datos para el modelado de rotula para la V1-X*

	Momento	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	<i>Ton-m</i>	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
M (-)	16.99	-0.055	-0.087	-0.200	-0.005	-0.043	-0.061
M (+)	9.40	0.046	0.078	0.200	0.005	0.039	0.054

Nota: Autoría propia

Figura 63

Diagrama momento - rotación para V1-X



Nota: Autoría propia

Tabla 77

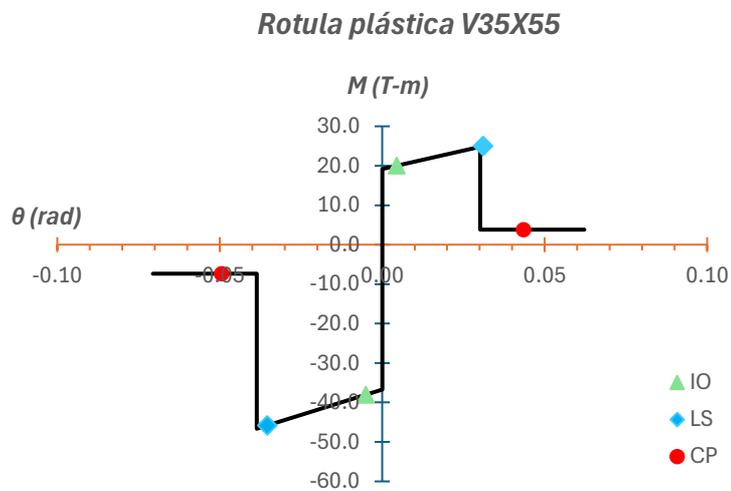
Datos para el modelado de rotula para la V2-X

	Momento <i>Ton-m</i>	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
		a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
M (-)	36.70	-0.039	-0.071	-0.200	-0.005	-0.035	-0.049
M (+)	19.21	0.030	0.062	0.200	0.005	0.031	0.044

Nota: Autoría propia

Figura 64

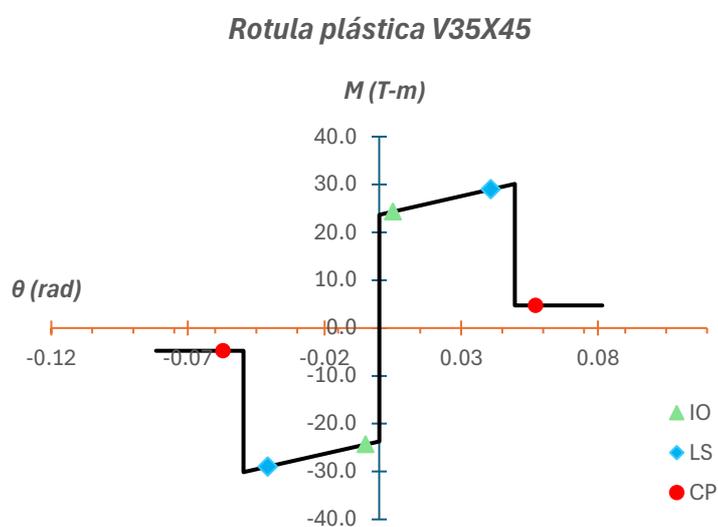
Diagrama momento - rotación para V2-X



Nota: Autoría propia

Tabla 78*Datos para el modelado de rotula para la V1-Y*

	Momento	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	<i>Ton-m</i>	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
M (-)	23.69	-0.050	-0.082	-0.200	-0.005	-0.041	-0.057
M (+)	23.69	0.050	0.082	0.200	0.005	0.041	0.057

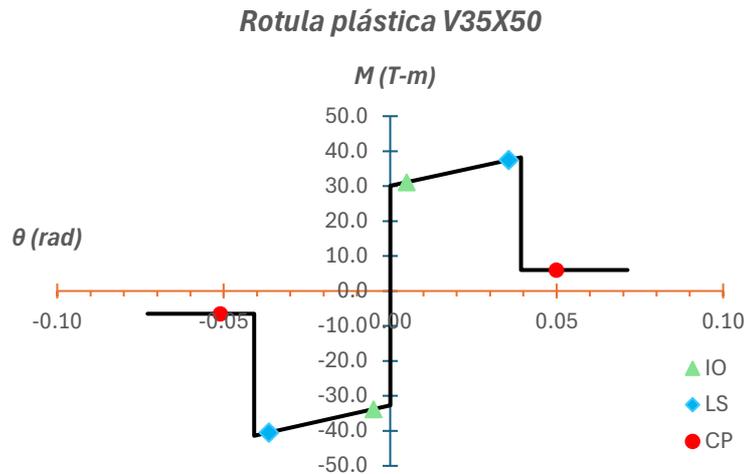
*Nota: Autoría propia***Figura 65***Diagrama momento - rotación para V1-Y**Nota: Autoría propia***Tabla 79***Datos para el modelado de rotula para la V2-Y*

	Momento	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	<i>Ton-m</i>	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
M (-)	32.69	-0.041	-0.073	-0.200	-0.005	-0.036	-0.051
M (+)	30.08	0.039	0.071	0.200	0.005	0.036	0.050

Nota: Autoría propia

Figura 66

Diagrama momento - rotación para V2-Y



Nota: Autoría propia

Tabla 80

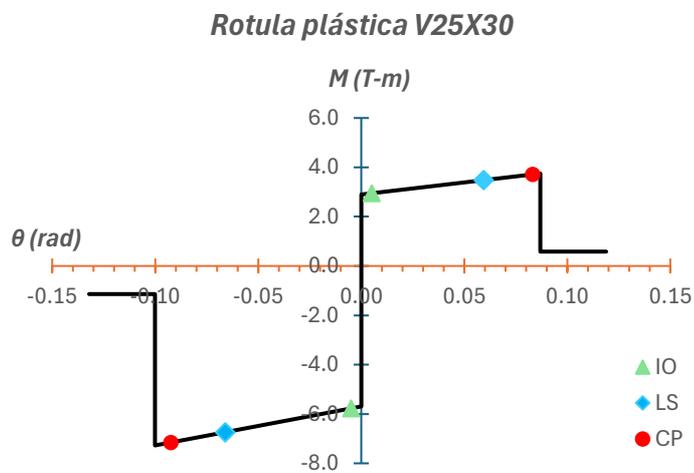
Datos para el modelado de rotula para la VCI-X

Momento	Parámetros de modelado				Criterios de aceptación		
	Ton-m	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
M (-)	5.69	-0.100	-0.132	-0.200	-0.005	-0.066	-0.092
M (+)	2.90	0.087	0.119	0.200	0.005	0.059	0.083

Nota: Autoría propia

Figura 67

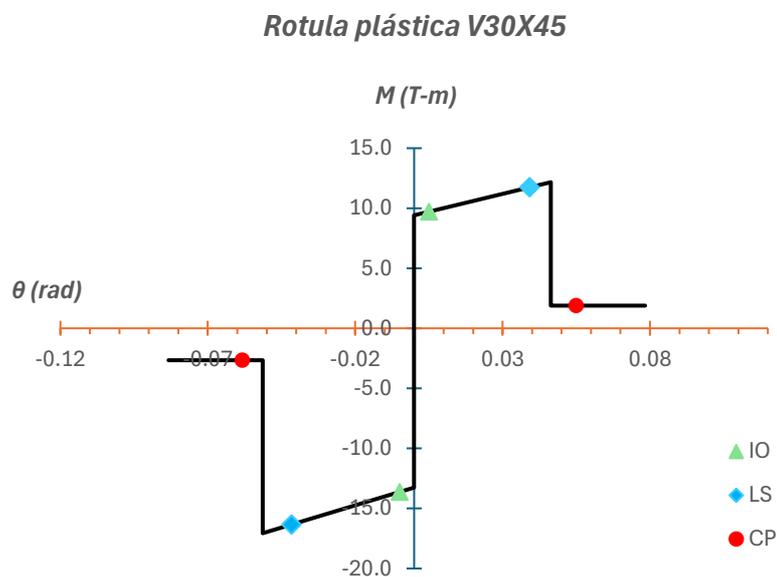
Diagrama momento - rotación para VCI-X



Nota: Autoría propia

Tabla 81*Datos para el modelado de rotula para la VC2-X*

	Momento <i>Ton-m</i>	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
		a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
M (-)	13.27	-0.051	-0.083	-0.200	-0.005	-0.042	-0.058
M (+)	9.41	0.046	0.078	0.200	0.005	0.039	0.055

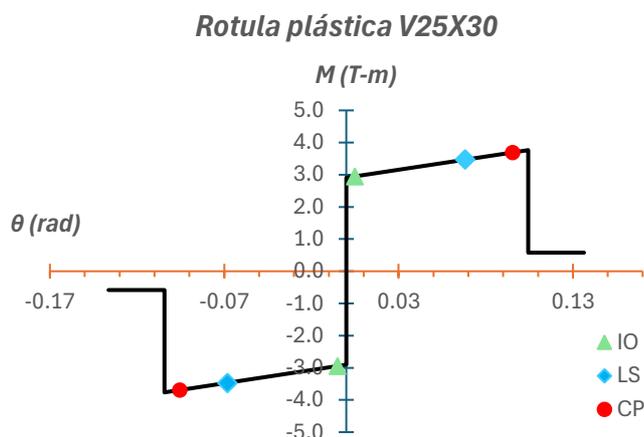
*Nota: Autoría propia***Figura 68***Diagrama momento - rotación para VC2-X**Nota: Autoría propia***Tabla 82***Datos para el modelado de rotula para la VC1-Y*

	Momento <i>Ton-m</i>	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
		a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
M (-)	2.91	-0.104	-0.136	-0.200	-0.005	-0.068	-0.095
M (+)	2.91	0.104	0.136	0.200	0.005	0.068	0.095

Nota: Autoría propia

Figura 69

Diagrama momento - rotación para VCI-Y



Nota: Autoría propia

4.2.1.2 Diseño de rótulas en columnas.

Haciendo uso de las ecuaciones de ASCE 41 para modelar las propiedades no lineales de columnas de hormigón armado se diseñaron rótulas P-M2-M3. Estas rótulas se diseñaron bajo la influencia de 3 cargas axiales para cada sentido de la columna, resultando en el modelado de 6 diagramas momento-rotación en cada rótula de columna.

Las rótulas se diseñaron para grupos de columnas que compartían características similares.

Columna C1

Tabla 83

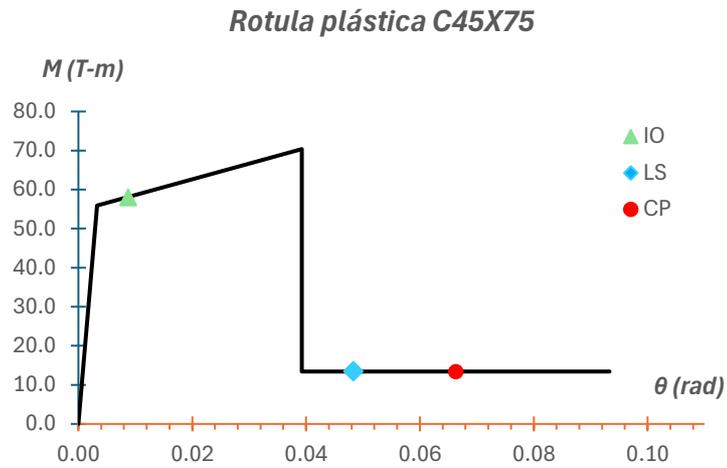
Datos para el modelado de rotula para C1, sentido X

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
P (0 ton)	0.033	0.09	0.24	0.0049	0.045	0.063
P (177 ton)	0.02	0.06	0.17	0.003	0.031	0.044
P (346 ton)	0.011	0.047	0.11	0.0017	0.024	0.033

Nota: Autoría propia

Figura 70

Diagrama momento - rotación para C1 con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 84

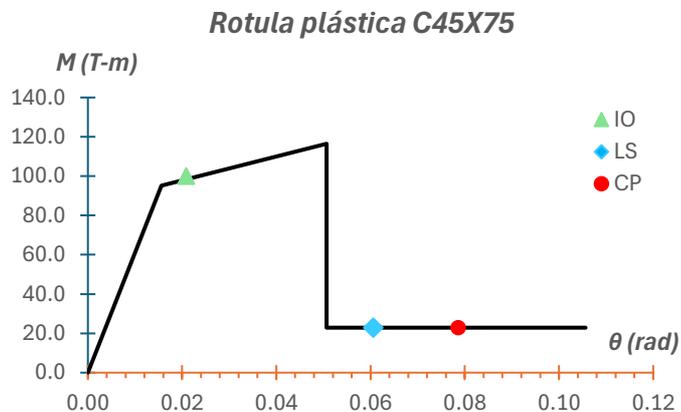
Datos para el modelado de rotula para C1, sentido Y

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
P (0 ton)	0.031	0.09	0.24	0.0046	0.045	0.063
P (176 ton)	0.018	0.069	0.17	0.0027	0.034	0.048
P (346 ton)	0.009	0.055	0.11	0.0014	0.028	0.039

Nota: Autoría propia

Figura 71

Diagrama momento - rotación para C1 con carga axial de 0 ton en sentido Y



Nota: Autoría propia

Columnas C2

Tabla 85

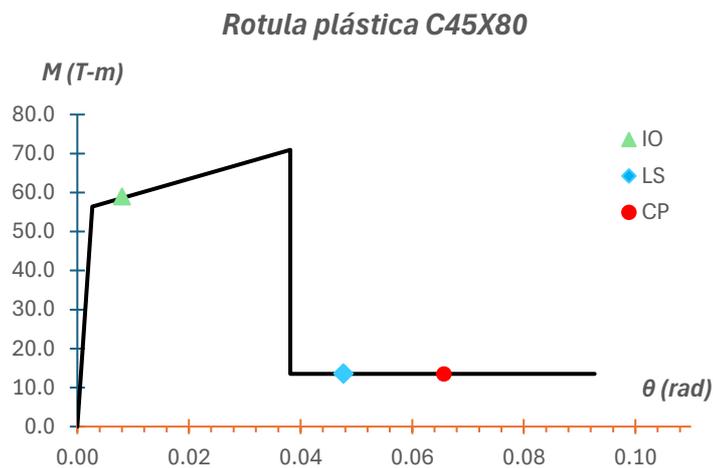
Datos para el modelado de rotula para C2, sentido X

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.036	0.09	0.24	0.0053	0.045	0.063
P (213 ton)	0.022	0.063	0.16	0.0033	0.031	0.044
P (370 ton)	0.015	0.051	0.11	0.0022	0.025	0.035

Nota: Autoría propia

Figura 72

Diagrama momento - rotación para C2 con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 86

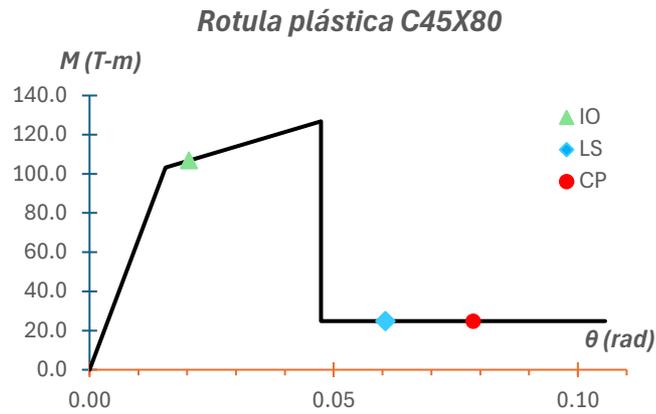
Datos para el modelado de rotula para C2, sentido Y

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.032	0.09	0.24	0.0048	0.045	0.063
P (213 ton)	0.017	0.068	0.16	0.0026	0.034	0.047
P (370 ton)	0.0096	0.057	0.11	0.0014	0.028	0.04

Nota: Autoría propia

Figura 73

Diagrama momento - rotación para C1 con carga axial de 0 ton en sentido Y



Nota: Autoría propia

Columnas C3 central

Tabla 87

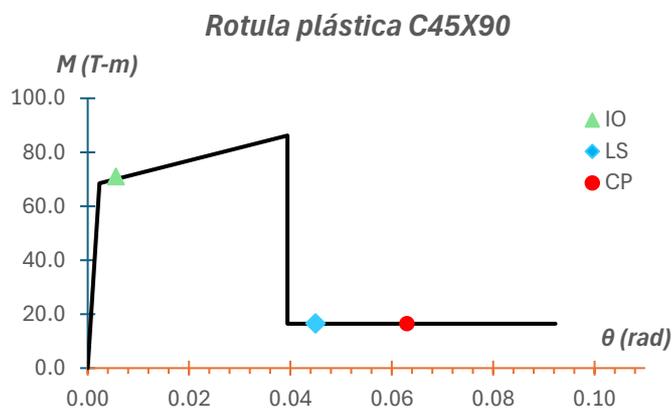
Datos para el modelado de rotula para C3 central, sentido X

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.037	0.09	0.24	0.0056	0.045	0.063
P (469 ton)	0.016	0.051	0.09	0.002	0.025	0.036
P (515 ton)	0.017	0.054	0.11	0.0026	0.027	0.038

Nota: Autoría propia

Figura 74

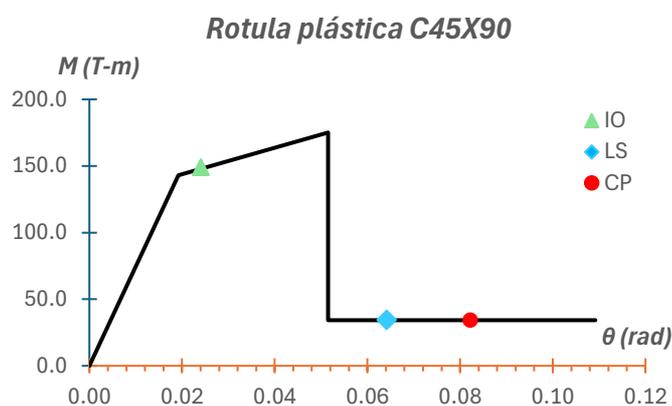
Diagrama momento - rotación para C3 central con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 88*Datos para el modelado de rotula para C3 central, sentido Y*

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.032	0.09	0.24	0.005	0.045	0.063
P (469 ton)	0.009	0.058	0.09	0.001	0.029	0.041
P (515 ton)	0.011	0.061	0.11	0.002	0.03	0.042

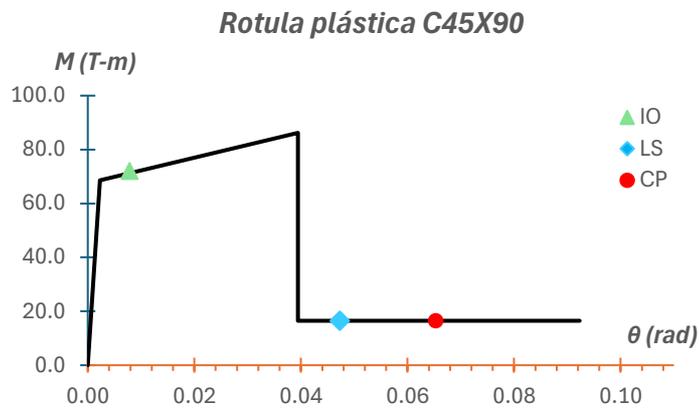
*Nota: Autoría propia***Figura 75***Diagrama momento - rotación para C3 central con carga axial de 0 ton en sentido Y**Nota: Autoría propia***Columna C3 de borde****Tabla 89***Datos para el modelado de rotula para C3 de borde, sentido X*

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.037	0.09	0.24	0.006	0.045	0.063
P (415 ton)	0.017	0.054	0.11	0.0026	0.027	0.038
P (444 ton)	0.017	0.053	0.1	0.0025	0.026	0.037

Nota: Autoría propia

Figura 76

Diagrama momento - rotación para C3 de borde con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 90

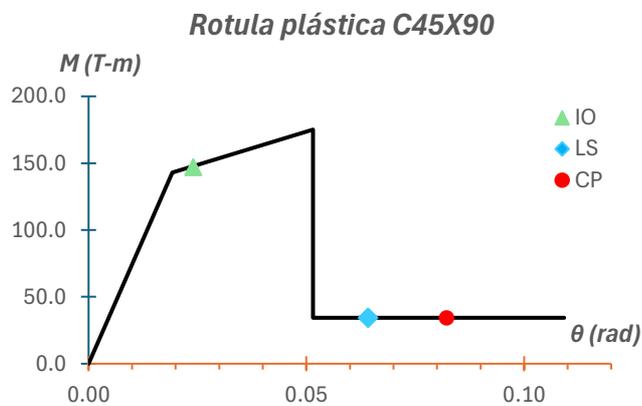
Datos para el modelado de rotula para C3 de borde, sentido Y

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.032	0.09	0.24	0.0049	0.045	0.063
P (415 ton)	0.011	0.061	0.11	0.0016	0.03	0.042
P (444 ton)	0.01	0.059	0.1	0.0014	0.029	0.041

Nota: Autoría propia

Figura 77

Diagrama momento - rotación para C3 de borde con carga axial de 0 ton en sentido Y



Nota: Autoría propia

Columnas C4

Tabla 91

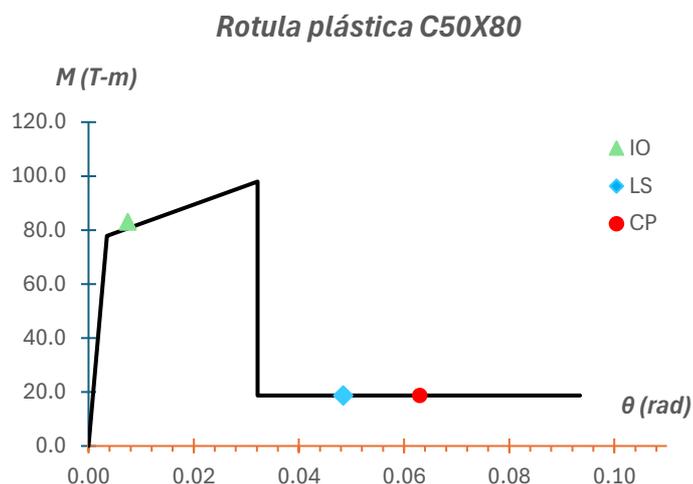
Datos para el modelado de rotula para C4, sentido X

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.0286	0.09	0.24	0.004	0.045	0.063
P (357 ton)	0.0075	0.048	0.126	0.001	0.024	0.033
P (410 ton)	0.0053	0.045	0.108	0.0008	0.022	0.031

Nota: Autoría propia

Figura 78

Diagrama momento - rotación para C4 con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 92

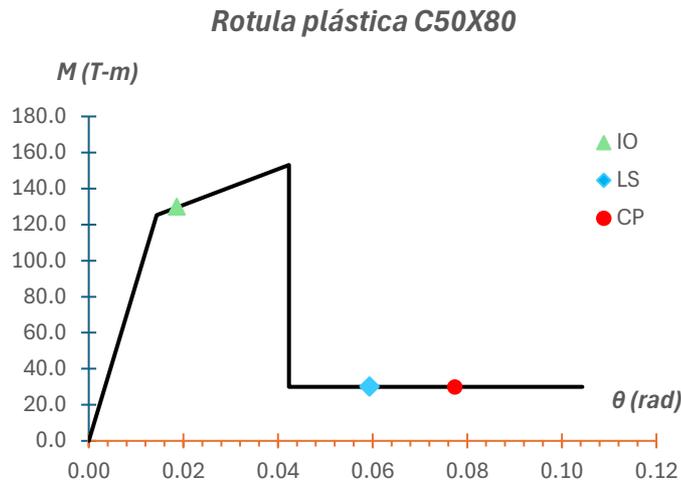
Datos para el modelado de rotula para C4, sentido Y

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.0279	0.09	0.24	0.004	0.045	0.063
P (357 ton)	0.0076	0.057	0.126	0.001	0.0285	0.398
P (410 ton)	0.0056	0.054	0.109	0.0008	0.027	0.38

Nota: Autoría propia

Figura 79

Diagrama momento - rotación para C4 con carga axial de 0 ton en sentido Y



Nota: Autoría propia

4.2.2. Modelo 2.

4.2.2.1 Diseño de rótulas en vigas.

Debido a la similitud las vigas diseñadas con el modelo 1, las rotulas diseñadas para el modelo 2 comparten las mismas características presentadas en la sección de diseño de rotulas del modelo 1.

4.2.2.2 Diseño de rótulas en columnas.

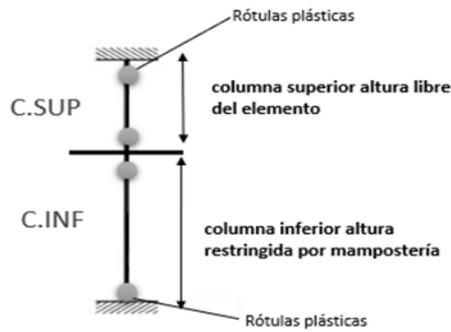
Por efectos de columnas cortas se modelaron rotulas P-M2-M3 para la longitud corta y larga de la columna, dando como resultado la aplicación de 2 rotulas por cada segmento de la columna. Las rótulas se diseñaron para 3 cargas axiales diferentes en cada dirección principal de la columna.

A diferencia del modelo 1, las rotulas de la parte superior de las columnas varían en sus propiedades debido al aumento de la cuantía transversal como resultado del diseño a corte de los segmentos de columna corta.

A continuación, se presentan las rotulas de los segmentos de columnas cortas y los grupos de columnas en los que fueron aplicados.

Figura 80

Asignación de rótulas en columna con presencia de columna corta



Nota: Autoría propia

Columnas cortas C1 eje X

Tabla 93

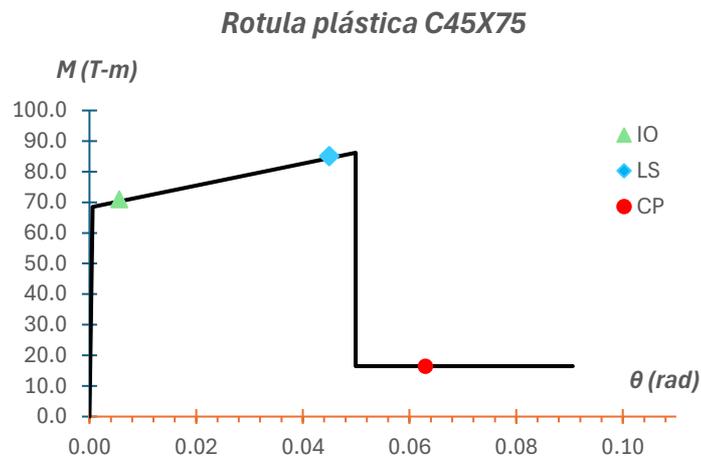
Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C1, sentido X

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.049	0.09	0.24	0.0074	0.045	0.063
P (87 ton)	0.043	0.087	0.21	0.0064	0.043	0.061
P (346 ton)	0.027	0.078	0.11	0.0041	0.039	0.054

Nota: Autor propio

Figura 81

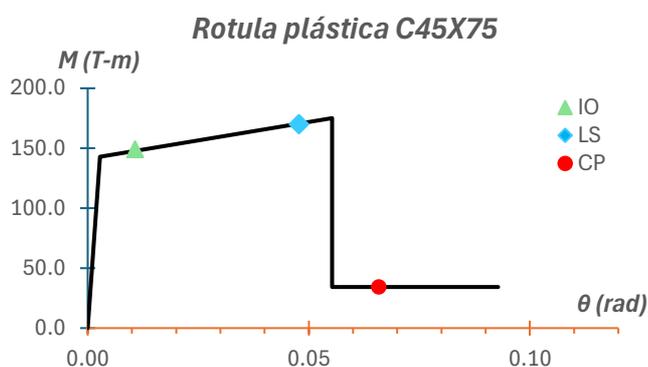
Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C1 con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 94*Datos para el modelado de rotula de la columna corta C1, sentido Y*

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.052	0.09	0.24	0.0079	0.045	0.063
P (87 ton)	0.045	0.087	0.21	0.0068	0.044	0.061
P (346 ton)	0.03	0.08	0.11	0.0045	0.04	0.056

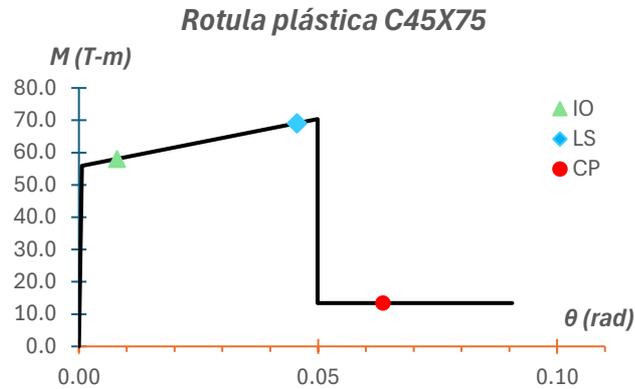
*Nota: Autoría propia***Figura 82***Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C1 con carga axial de 0 ton en sentido Y**Nota: Autoría propia***Columnas cortas C1 eje Y****Tabla 95***Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C1, sentido X*

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.049	0.09	0.24	0.0074	0.045	0.063
P (67 ton)	0.044	0.087	0.21	0.0066	0.044	0.061
P (346 ton)	0.027	0.078	0.11	0.0041	0.039	0.054

Nota: Autoría propia

Figura 83

Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde CI con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 96

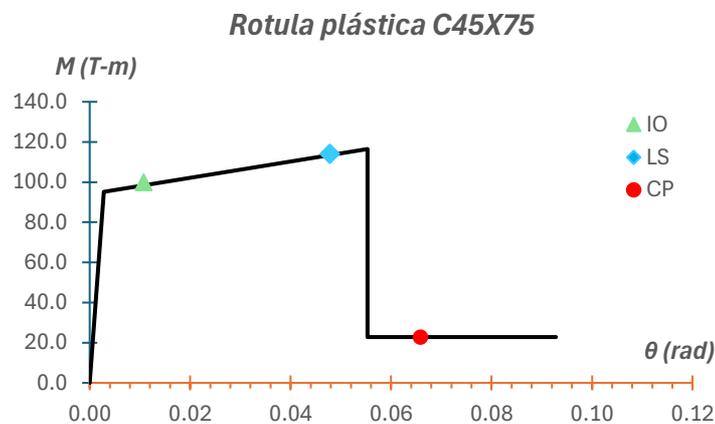
Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde CI, sentido Y

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.052	0.09	0.24	0.0079	0.045	0.63
P (176 ton)	0.047	0.088	0.21	0.0071	0.044	0.061
P (346 ton)	0.03	0.08	0.11	0.0045	0.04	0.056

Nota: Autor propio

Figura 84

Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde CI con carga axial de 0 ton en sentido Y



Nota: Autoría propia

Columnas cortas C2

Tabla 97

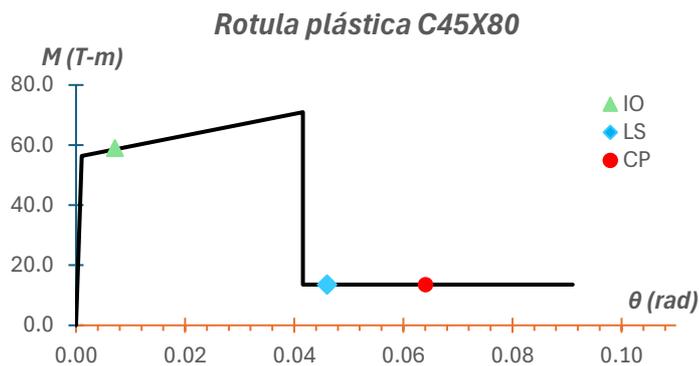
Datos para el modelado de rotula de la columna corta C2, sentido X

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.041	0.09	0.24	0.0061	0.045	0.063
P (68 ton)	0.036	0.085	0.22	0.0054	0.043	0.060
P (370 ton)	0.019	0.068	0.11	0.0028	0.034	0.048

Nota: Autoría propia

Figura 85

Diagrama momento - rotación de la columna corta C2 con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 98

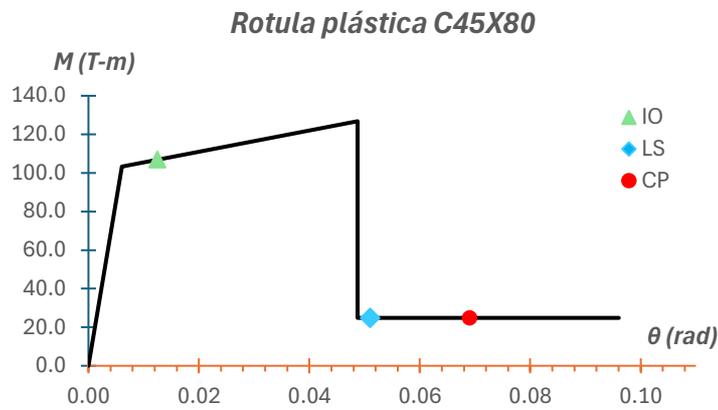
Datos para el modelado de rotula de la columna corta C2, sentido Y

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.043	0.09	0.24	0.0064	0.045	0.063
P (68 ton)	0.038	0.087	0.22	0.0057	0.043	0.061
P (370 ton)	0.021	0.074	0.11	0.0031	0.037	0.052

Nota: Autoría propia

Figura 86

Diagrama momento - rotación de la columna corta C2 con carga axial de 0 ton en sentido Y



Nota: Autoría propia

Columnas cortas C3

Tabla 99

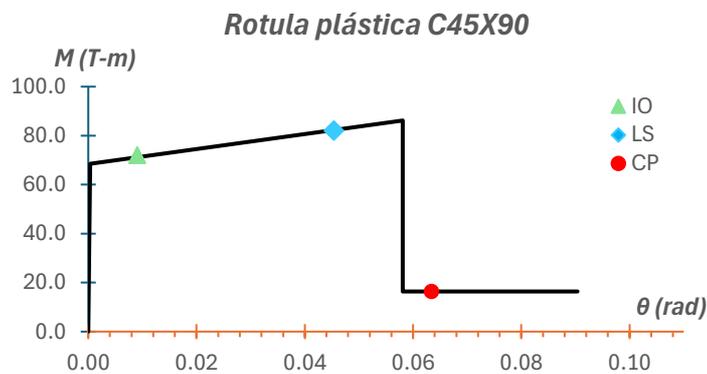
Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C3, sentido X

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.058	0.09	0.24	0.0087	0.045	0.063
P (113 ton)	0.051	0.087	0.20	0.0077	0.044	0.061
P (415 ton)	0.037	0.08	0.11	0.0056	0.04	0.056

Nota: Autoría propia

Figura 87

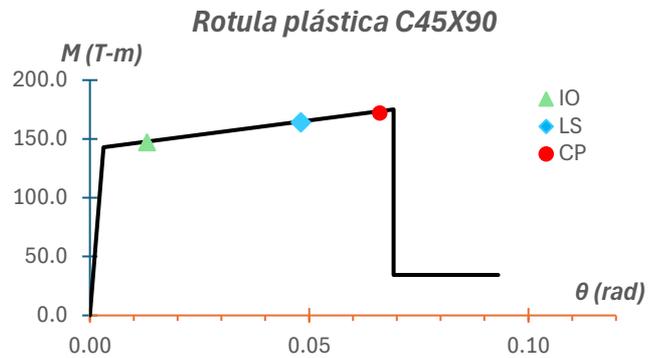
Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C3 con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 100*Datos para el modelado de rotula de la columna corta de borde C3, sentido Y*

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.066	0.09	0.24	0.01	0.045	0.063
P (113 ton)	0.059	0.088	0.20	0.0088	0.044	0.062
P (415 ton)	0.044	0.083	0.11	0.0066	0.042	0.058

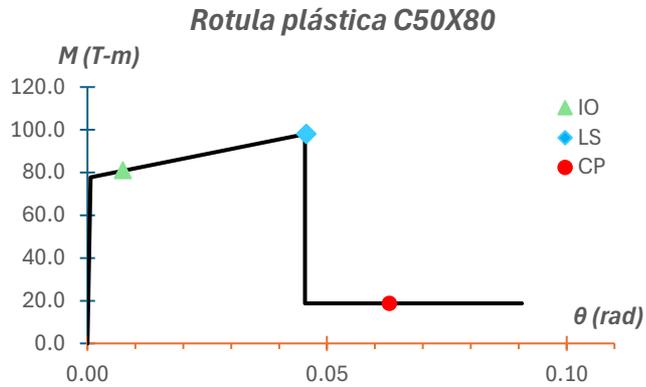
*Nota: Autoría propia***Figura 88***Diagrama momento - rotación de la columna corta de borde C3 con carga axial de 0 ton en sentido Y**Nota: Autoría propia***Columna corta C4****Tabla 101***Datos para el modelado de rotula de la columna corta C4, sentido X*

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.045	0.09	0.24	0.0067	0.045	0.063
P (128 ton)	0.036	0.085	0.2	0.0054	0.043	0.059
P (410 ton)	0.022	0.076	0.11	0.0032	0.038	0.053

Nota: Autoría propia

Figura 89

Diagrama momento - rotación de la columna corta C4 con carga axial de 0 ton en sentido X



Nota: Autoría propia

Tabla 102

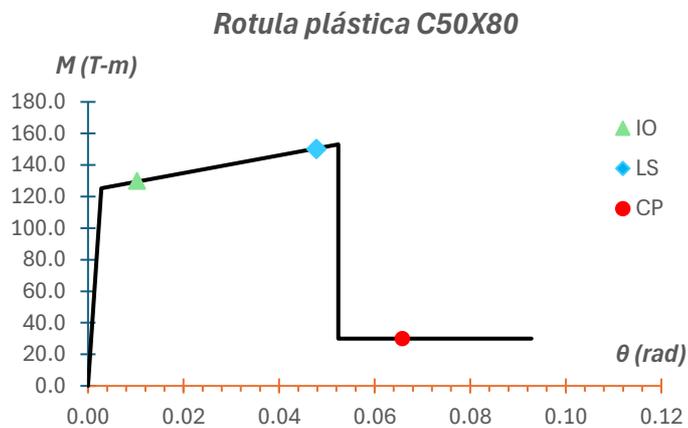
Datos para el modelado de rotula de la columna corta C4, sentido Y

Carga axial	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
	a_{nl}	b_{nl}	c_{nl}	IO	LS	CP
P (0 ton)	0.05	0.09	0.24	0.0074	0.045	0.063
P (128 ton)	0.041	0.087	0.2	0.0062	0.043	0.061
P (410 ton)	0.027	0.08	0.11	0.0041	0.04	0.056

Nota: Autoría propia

Figura 90

Diagrama momento - rotación de la columna corta C4 con carga axial de 0 ton en sentido Y



Nota: Autoría propia

4.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (O.E.3)

4.3.1. Modelo 1.

4.3.1.1 Rotulas generadas en la estructura con carga en X.

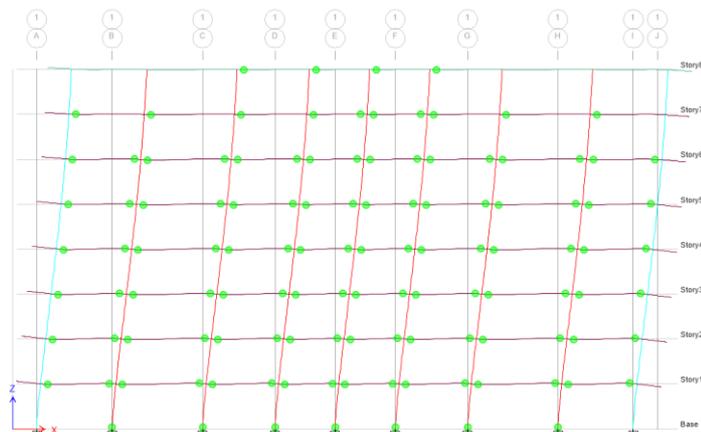
Las rotulas plásticas generadas en el análisis mostraron el cumplimiento del criterio columna fuerte - viga débil con el que se diseñó el modelo debido a la formación primeriza de rotulas en las vigas y una consecuente plastificación de las rotulas en la parte inferior de las columnas de la base.

Las rotulas comenzaron su plastificación a derivas cercanas al 0.88%, llegando a un máximo de derivas de 2.38% en las que varias de estas se encontraron en nivel de Seguridad de vida.

A continuación, se muestran varios pórticos con sus respectivas rótulas plastificadas.

Figura 91

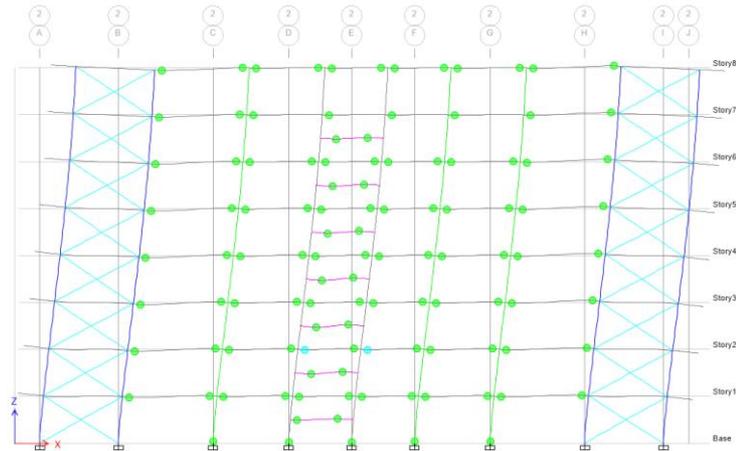
Rotulas generadas en el eje 1, Modelo 1



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 92

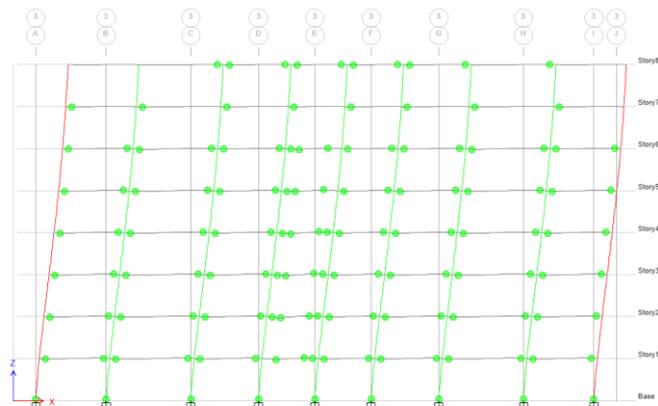
Rotulas generadas en el eje 2, Modelo 1



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 93

Rotulas generadas en el eje 3, Modelo 1



Nota: Tomado del Software Etabs

4.3.1.2 Rotulas generadas en la estructura con carga en Y.

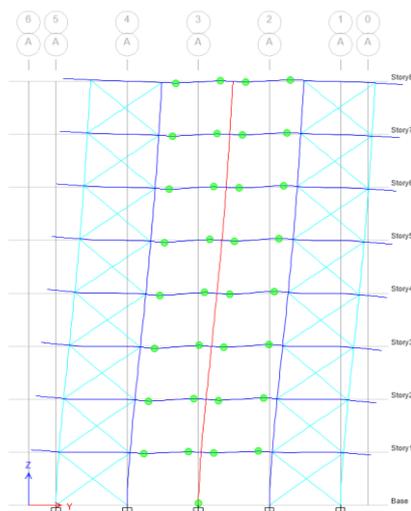
Al igual que en dirección X el análisis mostró el cumplimiento del criterio columna fuerte - viga débil debido a la formación de rotulas en las vigas y una consecuente plastificación de las rotulas en la base de las columnas

Las rotulas comenzaron su plastificación a derivas cercanas al 1%, llegando a un máximo de derivas de 2% en las que la mayoría de estas se encontraban en nivel IO.

A continuación, se presentan el estado final de las rotulas en el análisis.

Figura 94

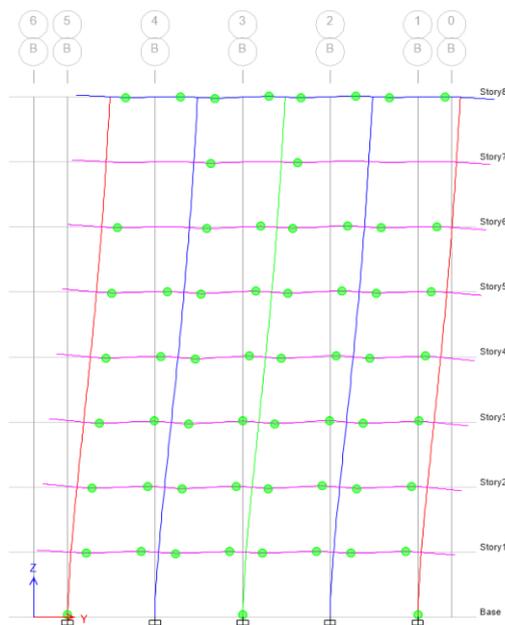
Rotulas generadas en el eje A, Modelo 1



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 95

Rotulas generadas en el eje B, Modelo 1



Nota: Tomado del Software Etabs

4.3.1.3 Curva de capacidad.

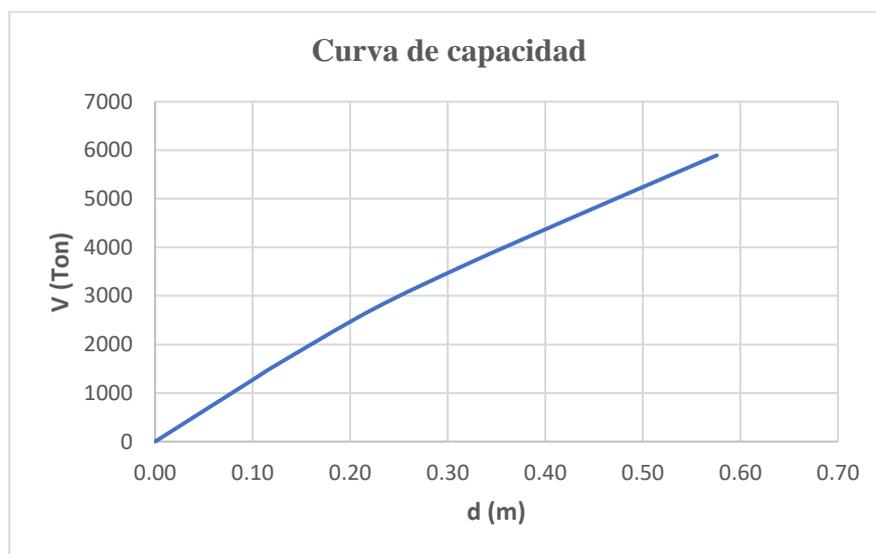
La curva de capacidad obtenida del análisis Pushover en el sentido X refleja mejores resultados en términos de ductilidad con un coeficiente de ductilidad global de 2.83, mientras que en el sentido Y se alcanza un valor de 2.05.

Estos resultados muestran que la capacidad de deformación más allá del rango lineal es mayor en el sentido X, pero aun así considerándose una estructura de ductilidad limitada.

De manera similar el comportamiento estructural en sentido X muestra un mayor incremento en la sobrerresistencia con respecto al sentido Y, lo que le permitirá soportar mayores fuerzas sísmicas en esta dirección. La sobrerresistencia en sentido X refleja un valor de 6.71 en comparación al valor de 4.85 en dirección Y.

Figura 96

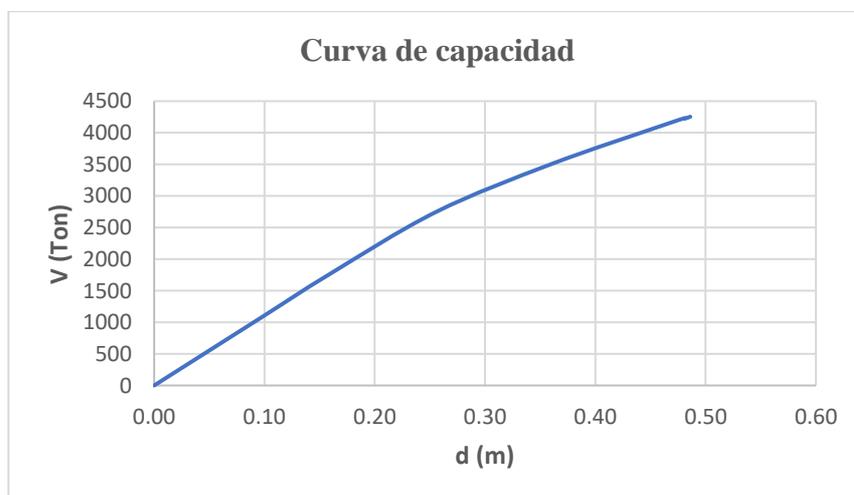
Curva de capacidad del Modelo 1, sentido X



Nota: Autoría propia

Figura 97

Curva de capacidad del Modelo 1, sentido Y



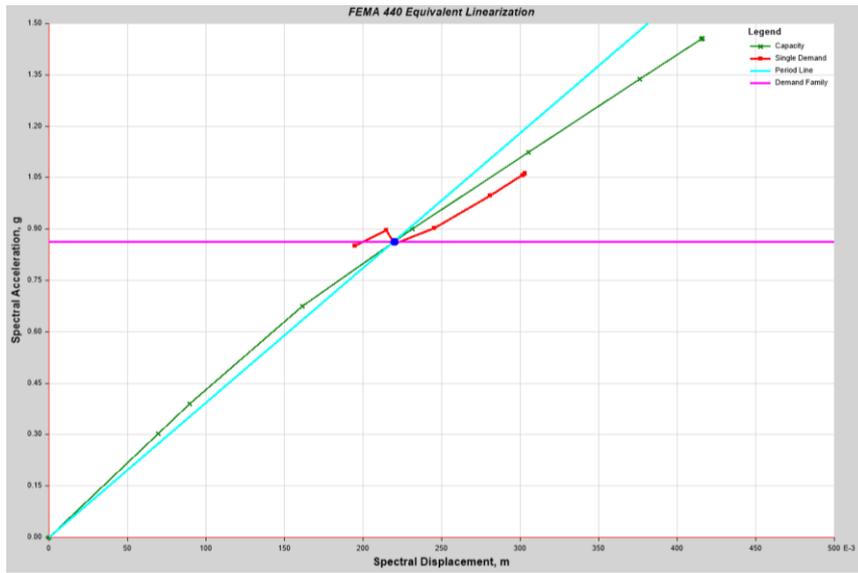
Nota: Autoría propia

4.3.1.4 Punto de desempeño.

Utilizando el método del espectro de capacidad propuesto en FEMA 440 para una demanda correspondiente a un sismo con periodo de retorno de 475 años se obtuvo el punto de desempeño de la estructura dando como resultado una demanda de ductilidad de 1.46 para el análisis pushover en dirección X y 1.29 en sentido Y.

Figura 98

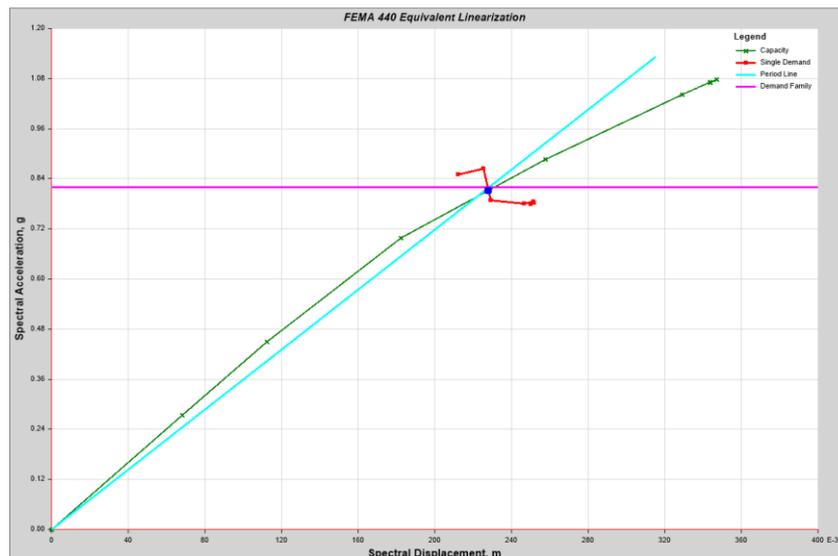
Punto de desempeño Modelo 1, sentido X



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 99

Punto de desempeño Modelo 1, sentido Y

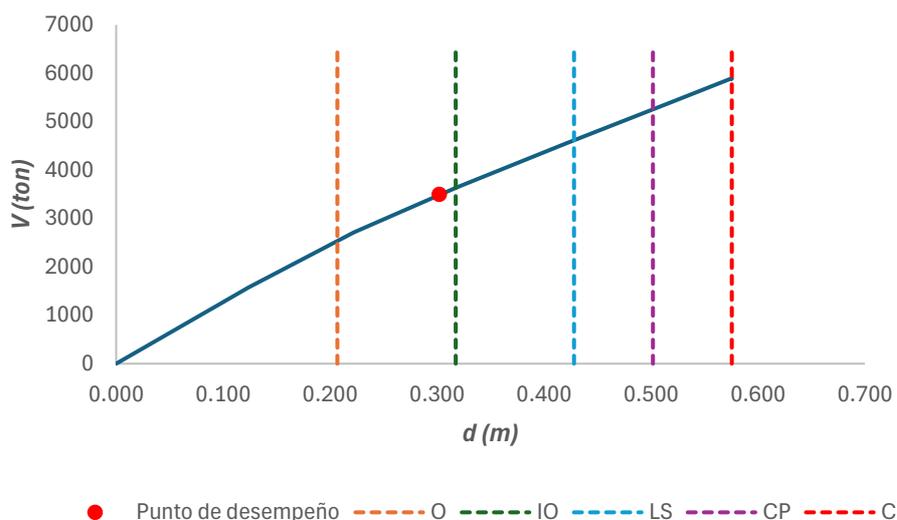


Nota: Tomado del Software Etabs

Según las recomendaciones de SEAOC VISION 2000, mediante la sectorización de la curva de capacidad, el punto de desempeño para el análisis en dirección X se ubica en el nivel de Ocupación inmediata (IO) a una deriva de 1.25%, mientras que el punto de desempeño en dirección Y se encuentra en nivel de Seguridad de Vida (LS) a una deriva de 1.33%.

Figura 100

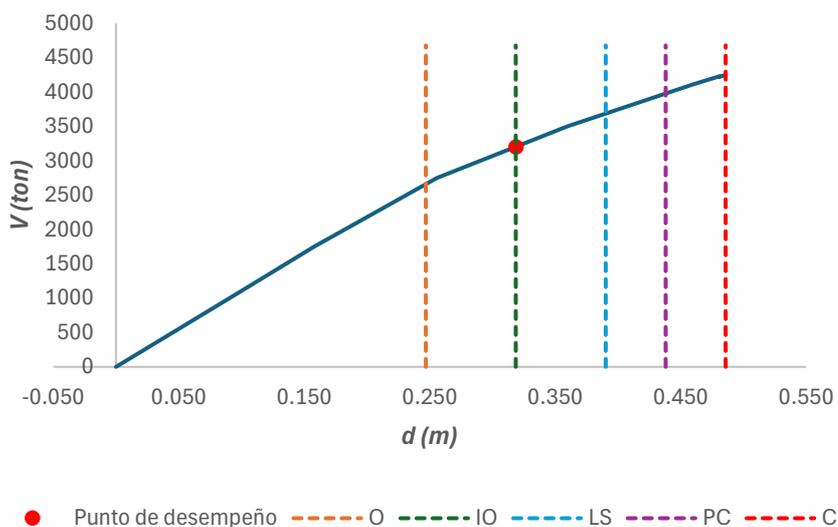
Estado del punto de desempeño Modelo 1, sentido X



Nota: Autoría propia

Figura 101

Estado del punto de desempeño Modelo 1, sentido Y



Nota: Autoría propia

4.3.2. Modelo 2.

4.3.2.1 Rotulas generadas en la estructura con carga en X.

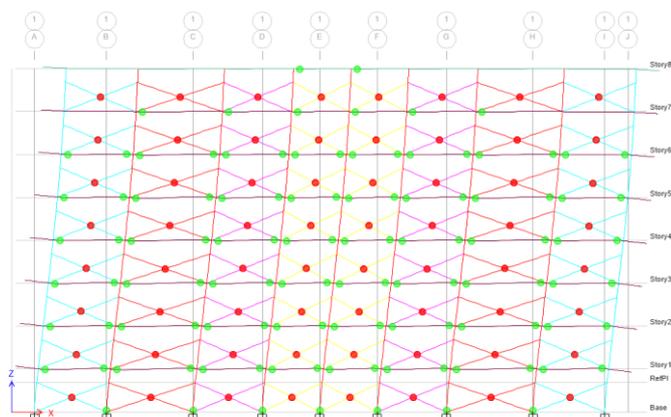
Las rotulas ingresadas en los elementos estructurales a evaluar comenzaron a plastificarse a niveles de derivas del 0.94% siendo las primeras aquellas que se ubicaron en las vigas, debido al cumplimiento de los criterios de columna fuerte – viga débil con los que fue concebido el diseño de estos elementos. A derivas cercanas al 1.05% las rotulas plastificadas ingresaban al nivel de ocupación inmediata.

Las rotulas de las columnas se plastificaron en la base de la estructura a derivas cercanas también al 1.1%. Las rotulas plastificadas de las vigas que ya habían ingresado al nivel IO pasaron al nivel de seguridad de vida con derivas cercanas al 2%.

A continuación, se muestran la deformada de varios ejes y sus mecanismos de falla.

Figura 102

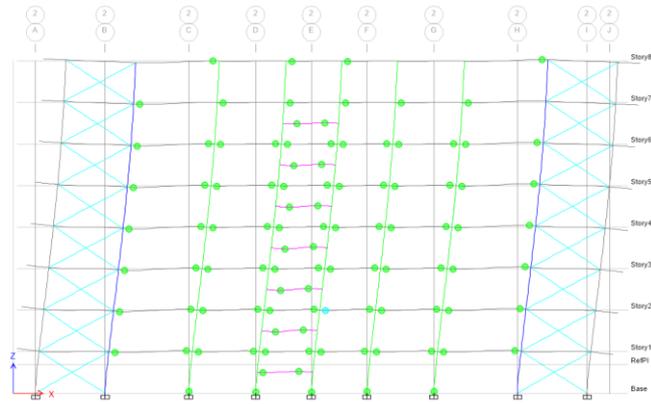
Rotulas generadas en el eje 1, Modelo 2



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 103

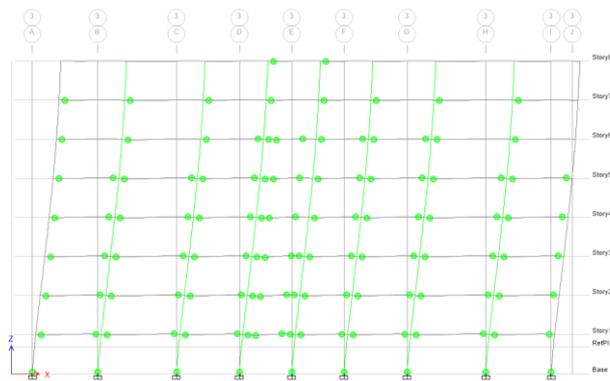
Rotulas generadas en el eje 2, Modelo 2



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 104

Rotulas generadas en el eje 3, Modelo 2



Nota: Tomado del Software Etabs

4.3.2.2 Rotulas generadas en la estructura con carga en Y.

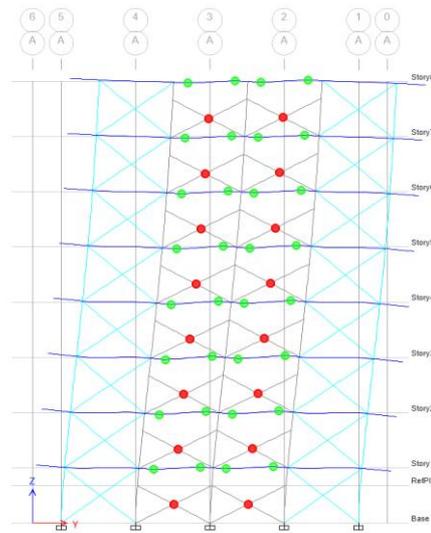
Los mecanismos de falla en el análisis en sentido Y muestra resultados parecidos al sentido X. Las rotulas comenzaron a plastificarse a niveles de derivas del 0.83% siendo las primeras aquellas que se ubicaron en las vigas centrales. A derivas cercanas al 1% las rotulas ingresaban al nivel de ocupación inmediata y algunas columnas empezaban a plastificarse en la base.

A medida que continuaba el análisis, las rotulas plastificadas de las vigas ingresaron al nivel de seguridad de vida con derivas cercanas al 2%.

A continuación, se muestra el estado final de varios ejes cuyas rótulas fueron plastificadas.

Figura 105

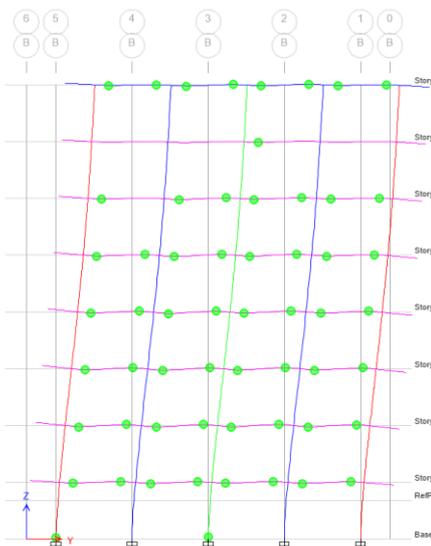
Rotulas generadas en el eje A, Modelo 2



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 106

Rotulas generadas en el eje B, Modelo 2



Nota: Tomado del Software Etabs

4.3.2.3 Curva de capacidad.

Al igual que en el modelo 1, la curva de capacidad en sentido X tiene mejores resultados de ductilidad global con valores de 2.78 en sentido X y 2.09 en sentido Y.

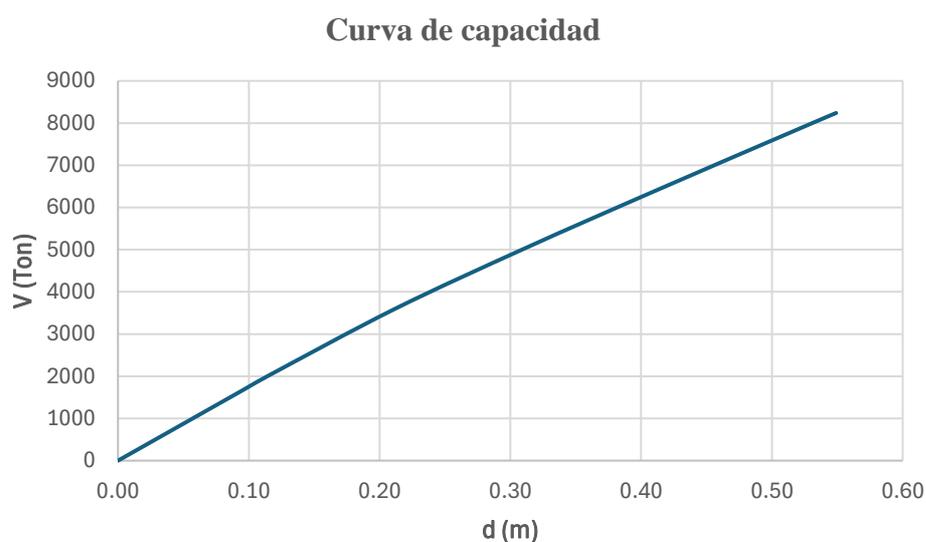
No se muestran variaciones en la ductilidad global obtenida en los modelos 1 y 2.

La sobrerresistencia en sentido X refleja un valor de 9.78 en comparación al valor de 5.72 en dirección Y.

A diferencia de la ductilidad, el uso de las diagonales rigidizadoras para modelar el efecto de la mampostería fue un factor que influyo en el aumento de la sobrerresistencia de este modelo.

Figura 107

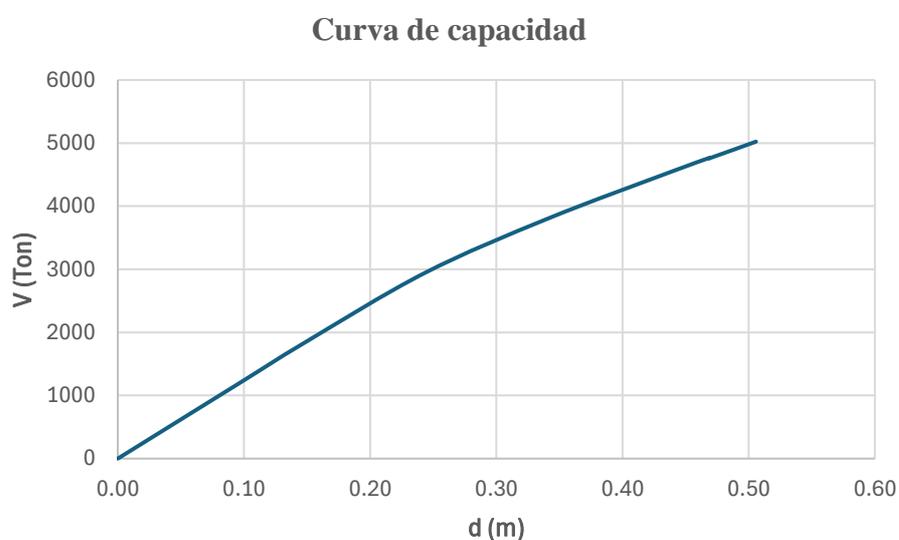
Curva de capacidad del Modelo 2, sentido X



Nota: Autoría propia

Figura 108

Curva de capacidad del Modelo 2, sentido Y



Nota: Autoría propia

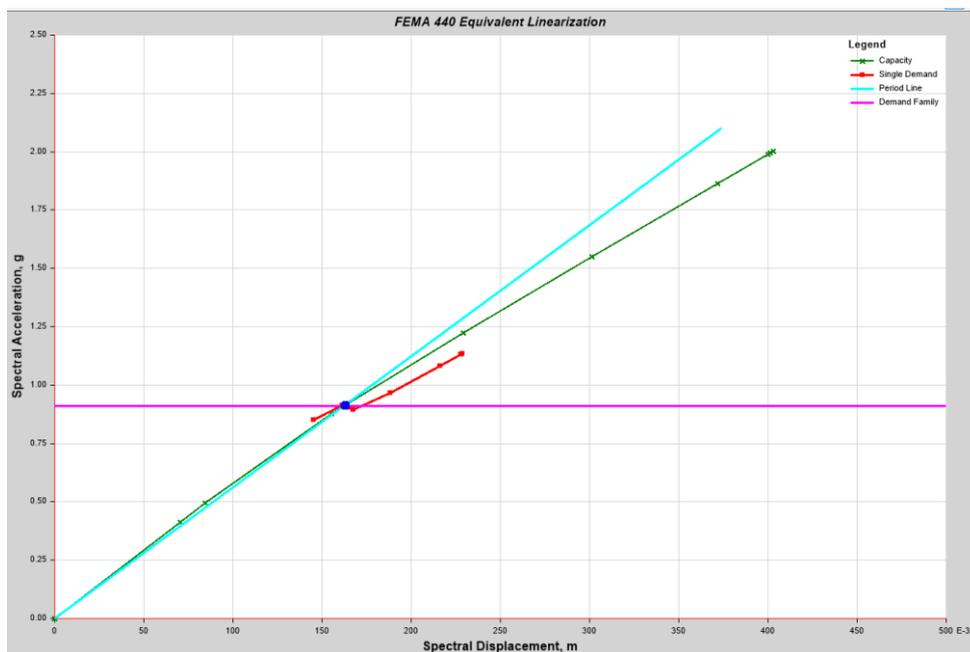
4.3.2.4 Punto de desempeño.

Los resultados del punto de desempeño para una demanda de un sismo de periodo de retorno de 475 años muestran una demanda de ductilidad de 1.12 en el análisis en sentido X y 1.16 para el análisis en sentido Y.

Los desplazamientos obtenidos en el punto de desempeño corresponden al nivel de desempeño de Ocupación inmediata para las dos direcciones principales, llegando a derivas cercanas al 1.2% en ambos casos.

Figura 109

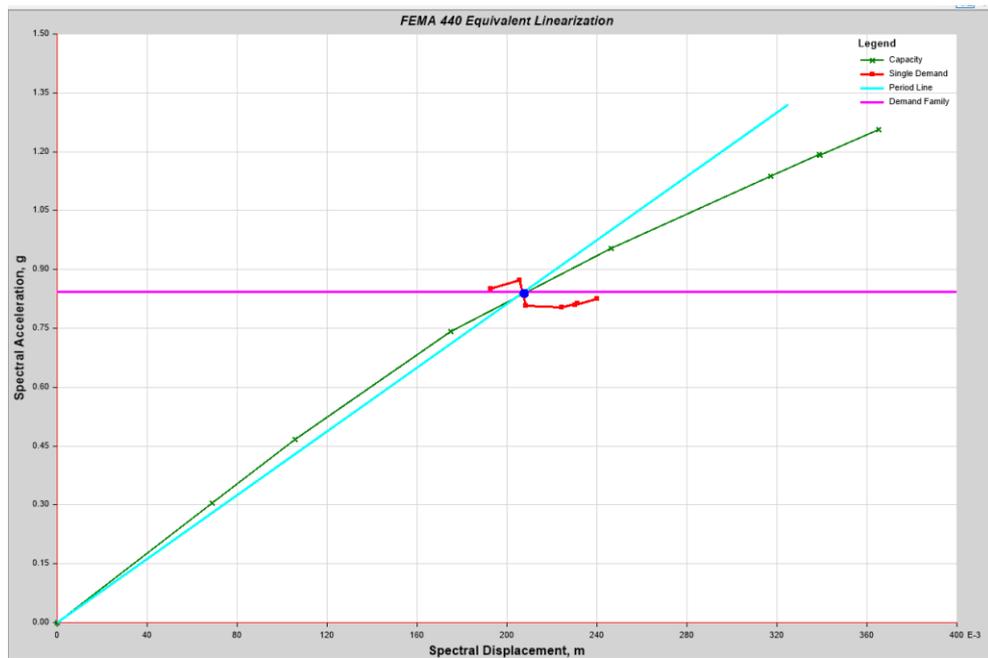
Punto de desempeño Modelo 2, sentido X



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 110

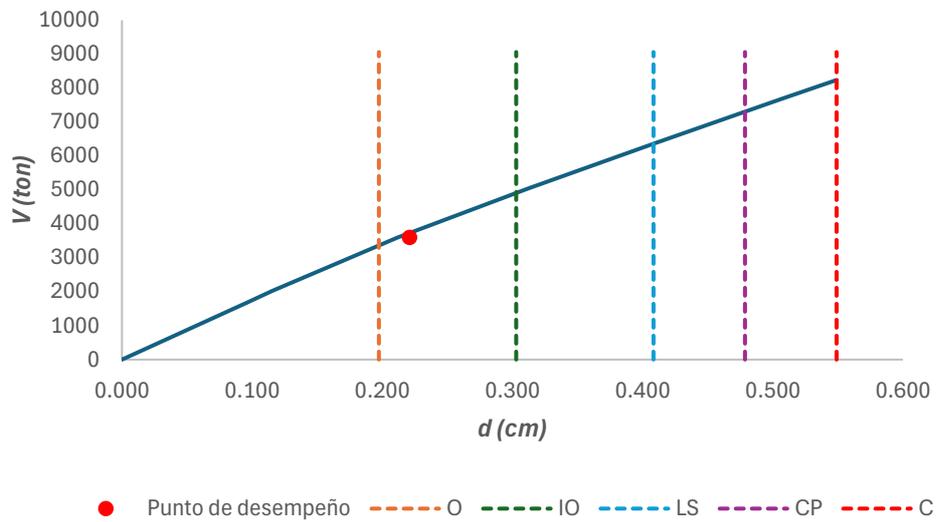
Punto de desempeño Modelo 2, sentido Y



Nota: Tomado del Software Etabs

Figura 111

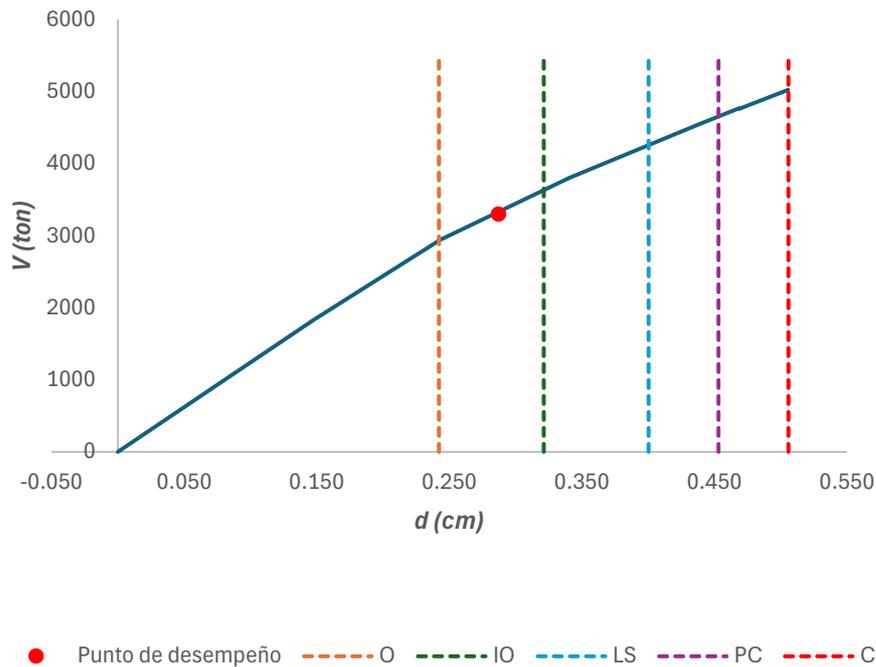
Estado del punto de desempeño Modelo 2, sentido X



Nota: Autoría propia

Figura 112

Estado del punto de desempeño Modelo 2, sentido Y



Nota: Autoría propia

4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Establecer una combinación óptima entre resistencia y ductilidad en estructuras regulares permite obtener un mejor desempeño en comparación con estructuras irregulares. Sin embargo, esto no implica que no sea posible construir estructuras irregulares.

Dependiendo de las irregularidades, se puede diseñar la edificación con factores alta resistencia y ductilidad limitada para satisfacer los requerimientos normativos de diseño y desempeño estructural.

En este trabajo se diseñaron dos modelos donde se obtuvo resultado de curva capacidad obteniendo una alta resistencia analizando en la dirección con mayor cambio: modelo 1 ($\Omega = 6.71$) y modelo 2 ($\Omega = 9.38$) mientras que por el lado de los desplazamientos se analiza con la dirección con ductilidad mínima obtenida: modelo 1 ($\mu = 2.05$) y modelo 2 ($\mu = 2.07$).

Una característica que se vio afectada en el modelo estructural con interacción de mampostería en el sistema de pórticos en etapa de diseño es el aumento de los cortantes equivalentes calculado a partir de los momentos probables dentro del segmento de longitud corta de las columnas restringidas. Esto se debe a que, si la capacidad a flexión de la columna es grande y existe una reducción de su altura por alguna restricción parcial en su longitud, se produce un incremento exagerado del cortante último. Este mecanismo de falla genera el colapso de la columna si se realiza mala distribución de acero transversal, pese tener un buen confinamiento en el modelo 1 y en el modelo 2 una cuantía transversal mayor a la solicitada por causa de ECC no muestra una ductilidad superior a lo esperado. Los esfuerzos máximos de flexo-compresión y cortante tienden a concentrarse en la zona crítica de la columna generando una reducción significativa de su ductilidad local. Es decir, con base en la evaluación realizada al diseño, el aumentar la cuantía transversal no asegura conseguir una alta ductilidad global.

Las estructuras tipos llamadas “casos de estudio” cumplen con los requerimientos normativos de desempeño sismorresistente en torno a derivas, torsiones y los requerimientos de diseños como el principio de columna fuerte-viga débil y el confinamiento de acero transversal provisto en vigas y columnas, satisfaciendo las solicitaciones de cortante producto de la restricción de la longitud de varias columnas como consecuencia de la interacción de la mampostería utilizada con el sistema resistente a cargas laterales.

Los análisis locales para cada elemento estructural cumplieron con los criterios de aceptación. En las vigas, se observaron varias plastificaciones hasta llegar a la ocupación inmediata (rotulas color verde) y algunas en seguridad de vida (rotulas color celeste). En las columnas, la plastificación solo ocurrió en la ocupación inmediata según lo mostrado por ETABS. La plastificación de las columnas solo surgió en la base del primer piso, cumpliendo así con el parámetro de columna fuerte-viga débil. Se esperaba un comportamiento dúctil, pero no fue suficiente para alcanzar ductilidades altas debido a la influencia de las columnas cortas, que redistribuyeron los esfuerzos y los concentraron en la parte más crítica de los elementos en cuestión.

Al analizar las estructuras bajo cargas monotónicas crecientes (Pushover) se obtuvo una sobre-resistencia alta y ductilidad limitada, aun así, permitió satisfacer los niveles de desempeño requeridos para soportar un sismo raro de periodo de retorno 475 años.

Comparando las curvas de capacidad de los dos modelos planteados, no se observa una diferencia significativa en la combinación de resistencia y ductilidad. Esto se debe probablemente a que los diagonales rigidizadores incrementaron la rigidez, resultando en un aumento de la sobre-resistencia y manteniendo la ductilidad.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

1). Las diagonales rigidizadores cumplen con la funciones de mejorar las derivas y torsiones aportando un aumento de rigidez se logró encontrar una combinación de alta sobre-resistencia y ductilidad limitada como alternativa de diseño para una estructura con irregularidades que involucren la concentración de esfuerzos cortantes en elementos estructurales puede garantizar un desempeño favorable para una demanda de un sismo raro, la estructura mantendrá su estabilidad, sin embargo, su desempeño presumiblemente sería insuficiente para soportar sismos más grandes.

2). Una de las características principales del ECC, es el aumento de rigidez en las columnas cortas, ocasionando el aumento excesivo del cortante equivalente, produce cambios significativos en el comportamiento global de la estructura, las columnas cortas absorbieron una mayor cantidad de esfuerzos cortantes inducidos por las cargas laterales debido a lo antes mencionado. Por otro lado, los momentos flectores en las columnas restringidas fueron mayores para aquellas no restringida, pero sin aumentar en gran medida los momentos a flexión, probando así que el principal problema en las columnas cortas está en los esfuerzos cortantes y el diseño adecuado para estas sollicitaciones mejoraría el desempeño global de la estructura.

3). Al evaluar conforme a los requisitos de la norma NEC-SE-RE, se tomó en consideración las irregularidades que afectarían el desempeño de los modelos mediante penalizaciones por factores de reducción y en conjunto con ASCE 41-23 se logró modelar de manera precisa el comportamiento no lineal mediante el uso un modelo con plasticidad concentrada, proporcionando una representación más realista de la capacidad de cada elemento y su aporte al comportamiento global de la estructura logrando resultados que se aproximan a las expectativas teóricas y prácticas.

4). Mediante el método estático no lineal se pudo evaluar el desempeño individual de cada elemento estructural. Para un nivel de demanda de un sismo de periodo de retorno de 475 años muchas vigas no sobrepasaron el nivel de ocupación

inmediata y otras no se plastificaron. Las columnas cortas no plastificaron por ser diseñado por resistencia es decir tiene suficiente cantidad de refuerzo en cortante mientras que las columnas restringidas por mampostería se plastificaron en la base, relacionando esto con niveles de daños correspondientes a un nivel de Ocupación inmediata a nivel global.

5.2. RECOMENDACIONES

1). Se recomienda que para la realización del análisis pushover, no se implementen diagonales rigidizadores ni muros de corte, ya que estos elementos rigidizan la estructura y limitan el desplazamiento global que esta puede alcanzar, reduciendo así su ductilidad. Para observar mejores resultados en el desempeño de una estructura en función de su ductilidad es preferible considerar únicamente el comportamiento del sistema a porticado.

2). Al cumplir con el diseño de cortante provisto, se demanda una cantidad significativa de acero transversal para el confinamiento, lo que incrementa considerablemente el costo del proyecto y tampoco garantiza una alta ductilidad global. Desde una perspectiva económica, es preferible optar por soluciones alternativas, como adherir la mampostería a lo largo de toda la altura de la columna o separar la columna de los demás componentes que restrinjan su libre deformación.

3). Se recomienda el uso de las últimas versiones de las normativas y guías de procedimientos de modelado no lineal como profundizar en el estudio del ACI-369.1-22, que trabaja de la mano con la norma ASCE 41-23 para definir de forma realista el comportamiento no lineal de los elementos críticos del sistema estructural, además de considerar la aplicabilidad de los procedimientos planteados en el contexto de la estructura a analizar.

4). Dado que la edificación presenta irregularidades se recomienda el uso de estrategias para mejorar su desempeño. Es aconsejable el uso del análisis dinámico no lineal para la evaluación estructural ya que este enfoque permite obtener una evaluación más precisa del comportamiento estructural para eventos sísmicos extremos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abad Cisneros, A. (2024). *Cápsula | Análisis de contenidos con enfoque cuantitativo*. UCUENCA.
<https://www2.ucuenca.edu.ec/component/content/article/233-espanol/investigacion/blog-de-ciencia/1599-analisis-de-contenido?Itemid=437>
- Abdel-Hafez, L. M., Abouelezz, A. E. Y., & Elzefeary, F. F. (2015). Behavior of masonry strengthened infilled reinforced concrete frames under in-plane load. *HBRC Journal*, 11(2), 213–223. <https://doi.org/10.1016/j.hbrj.2014.06.005>
- ACI 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. MI.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño* (EDIESPE, Ed.; Primera). Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar, R., & Miele, Y. (2016). Analysis of buildings that collapsed of portoviejo during the earthquake of 16 april 2016. In *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* (Vol. 21). <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.15108.12161>
- Alarcón, B. L. C., & Borbor, D. L. S. A. F. (2024). “*Influencia de la redundancia y la esbeltez en la ductilidad global de un sistema de pórticos especiales resistentes a flexión* [Tesis]. Universidad Estatal Península De Santa Elena Facultad De Ciencias De La Ingeniería.
- AL-CHAAR. (2002). *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. US Army Corps of Engineers.
- Alcocer, S. (2017). *Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: Una revisión*. https://reconstruir.org.mx/wp-content/uploads/2017/11/4_comportamiento_sismico_de_estructuras_de_mamposteria_una_revision.pdf
- Almanza Arévalo, E. D. (2023). *Daños estructurales en planteles educativos en Michoacán por el sismo de magnitud 7.7 Mw del 19 de septiembre de 2022*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.18888.33287/1>
- Andrus. (2018). *Acero de Refuerzo Transversal Cohorte II*.
- ASCE/SEI 41-23. (2023). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: ASCE/SEI 41-23*. (Structural Engineering Institute & American Society of Civil Engineers, Eds.). “ASCE, Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, SEI, ASCE.

- ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. *Seismic Safety Commission, 1*.
- Bazán, E., & Meli, R. (1980). *Diseño sísmico de edificios* (N. E. LIMUSA, Ed.).
- Beauperthuy, J. Luis., & Urich, B. A. José. (2020). *El Efecto de Columna Corta Estudio de Casos*. <https://www.researchgate.net/publication/339697161>
- Beauperthuy Urich, L. J., & Urich, A. (2011). *El Efecto de Columna Corta Estudio de Casos*. <https://www.researchgate.net/publication/339697161>
- Burgos Namuche, M., & Piqué del Pozo, J. (2007). *RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO*.
- Cagua, B. J., & Aguiar, R. R. (2022). Influencia de la mampostería de relleno en el desempeño sísmico de estructuras aporricadas de hormigón armado. *Revista Chilena de Ingeniería, 30*(3), 513–527.
- Cagua Gómez, B. J., Pilatasig Caizaguano, J. E., & Aguiar Falconí, R. R. (2022). Análisis Estático No Lineal de Pórticos de Acero empleando OpenSees y CEINCI LAB. *Latin-American Journal of Computing, 10*.
- Calcina Peña, R. M. (2017). *Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio De Once Pisos Utilizando Análisis Estático Y Dinámico No-Lineal* [Tesis, Universidad Privada De Tacna Escuela De Postgrado]. https://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12969/499/Calcina_Pena_Ramon.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Calderón, A. R. (2019). *Relación momento-curvatura $M-\phi$* .
- Carrillo, J., & González, G. (2007). Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico de pórticos de concreto. *Dyna, 74*.
- Castillo, C. H. A., & Fournier, P. A. D. C. (2021). *Análisis Estático No Lineal Para La Evaluación Del Desempeño Sísmico De La I.E.I. N° 652-02 Santa Rosa De Lima En El Sector 2 De La Iv Etapa De Pachacamac, Distrito Villa El Salvador, Lima Metropolitana* [Tesis]. Universidad Nacional Del Santa Facultad De Ingeniería.
- Cevallos, A., Burbano, A., Moreano, R., & Caiza Sánchez, P. (2018). Vulnerabilidad de estructuras en base a los periodos de vibración. *Congreso de Ciencia y Tecnología ESPE, 13*(1). <https://doi.org/10.24133/cctespe.v13i1.777>
- Chacha, G. E., & Sanchez, V. J. (2016). *Introducción al diseño unión viga-columna para estructuras metálicas livianas o de baja altura*.

- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8), 903–927. <https://doi.org/10.1002/eqe.380>
- Colcha Sánchez, C. R., & Santacruz Báez., E. E. (2017). “*Estudio estadístico sobre el cumplimiento de la norma nec (2015), en viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5m en la ciudad de Riobamba*” [Tesis].
- Correa, C. (2024, February 21). *Columnas de concreto reforzado: prácticas para su diseño eficiente*. Inesa-Tech.Civil Engineering School y Consulting.
- Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills* [Tesis Doctoral en Ingeniería Civil, University of Canterbury]. <http://hdl.handle.net/10092/1221>
- Cuesvas Rosero, E. A. C. R. (2020). Simulación Numérica Del Comportamiento Sísmico De Muros Delgados De Concreto Reforzado. *Hormigón y Acero, Avance*. <https://doi.org/https://doi.org/10.33586/hya.2020.2865>
- Farghaly, A. A. (2014). Evaluation of seismic performance of buildings constructed on hillside slope of Doronka village-Egypt. *ISRN Civil Engineering*, 2014. <https://doi.org/10.1155/2014/940923>
- FEMA 273. (1997). Nehr guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*. <https://courses.washington.edu/cee518/fema273.pdf>
- FEMA 356. (2000). PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. *FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY*. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>
- Fema 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA nehrp* (Consejo de Tecnología Aplicada ATC, Ed.; 440th ed.). Gestión Federal de Emergencias de Seguridad Nacional Washington, D.C.
- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50), 56–90. <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Fotos, A., Foskolos, F., Tsaris, A. K., Repapis, C. C., & Asteris, P. G. (2017). Inelastic response of masonry infilled reinforced concrete structures. *COMPdyn 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on*

- Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2, 3312–3322. <https://doi.org/10.7712/120117.5647.18544>
- García Núñez, M. A. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal* [Tesis]. Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Camins.
- Guevara, T., & García, L. E. (2001). El efecto de columna corta o columna cautiva. *Tecnología Y Construcción.*, 17–1.
- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2006). *Metodología de la Investigación* (N. Islas Lopez & M. Rocha Martinez, Eds.; Cuarta Edición). McGrawHill.
- Ingegeek. (2022, November 8). *Efecto columna corta*. Ingegeek Blog de La Ingeniería Civil. <https://www.ingegeek.site/2022/11/08/efecto-columna-corta/>
- Işık, E., Ulutaş, H., Harirchian, E., Avcil, F., Aksoylu, C., & Arslan, M. H. (2023). Performance-Based Assessment of RC Building with Short Columns Due to the Different Design Principles. *Buildings*, 13(3). <https://doi.org/10.3390/buildings13030750>
- Lahera, Y. (2018). Evaluación del comportamiento dúctil en columnas de hormigón de alta resistencia. *Ciencia En Su Pc*, 1, 41–54. <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358509004/html/>
- Lobo Quintero, W. (2016). *Diseño sismorresistente basado en el desempeño de las estructuras*. <https://revistasenlinea.saber.ucab.edu.ve/index.php/tekhne/article/view/2785>
- López, A. L., Tomas, A., & Sánchez, O. G. (2017). *Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado*. <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.006>
- López López, A. T., Tomás Espín, A., & Sánchez Olivares, G. (2017). Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado. *Hormigón y Acero*, 68(282), 107–119. <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.006>
- Loyaga, V. V. M., & Tupiza, S. V. G. (2019). *Análisis de la influencia de la rigidez del módulo de escaleras en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas y construidas en hormigón armado* [Tesis].
- Mainstone, R. J. (1971). On stiffness and strength of infilled frames. *Proceedings of Institution of Civil Engineers*, No. 7360s.

- Mainstone, R. J. (1974). Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames. *Building Research Station, CP 13/74(U.K)*.
- Malavé Laínez, J. J., & Pinoargote Rovello, V. (2023). Análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de la Parroquia Manglaralto del Cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena. *593 Digital Publisher CEIT, 8 (1-1)*, 122–143. <https://doi.org/doi.org/10.33386/593dp.2023.1-1.1542>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Of Structural Engineering, 114*. https://www.academia.edu/30119416/THEORETICAL_STRESS_STRAIN_MODEL_FOR_CONFINED_CONCRETE
- Mario, D., Jaime, C., Cristhián, S., Alvaro, I., & José, V. (2010, May). *Método demanda-capacidad para estructuras tridimensionales de hormigón armado*. https://www.researchgate.net/publication/281465296_METODO_DEMANDA-CAPACIDAD_PARA_ESTRUCTURAS_TRIDIMENSIONALES_DE_HORMIGON_ARMADO
- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Cargas Gravitacionales*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Diseño Sismoresistente*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Hormigón Armado*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Nieto, V. P. C. (2016). *Estructuras tema “análisis del comportamiento sismo resistente de columna corta de estructuras de concreto armado (modelada en sap2000-14), mediante las recomendaciones del ACI 318sus-14”* [Tesis]. Universidad De Guayaquil Facultad De Ciencias Matemáticas Y Físicas.
- Ormeño, M. M., & Aguilar, R. J. N. (2019). *Importancia del análisis estático no lineal modal (MPA) ante varios niveles de amenaza sísmica*. Universidad Peruana Unión Facultad De Ingeniería Y Arquitectura Escuela Profesional de Ingeniería Civil.
- Ottazzi, G. O. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica Del Perú Escuela De Graduados.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures. *Civil Engineering University of Canterbury*.

- Parra, C. (2022). Diseño A Cortante En Midas Gen: Pórticos Especiales En Concreto Reforzado. *Especialista En Estructuras. Experta Midas Gen*.
- Pinedo Mori, L. G., & Taípe Osaita, A. R. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores* [Tesis, Universidad Ricardo Palma].
- Pinho, F. F. S., Zhao, W., Rç, B., Rani, V., Suleiman, M. F., Biradar, B. B., Vyas, R., Ahmad, A., & Shirkol, A. I. (2023). *Seismic Performance Evaluation and Comparative Study of Reinforced Concrete Building on a Sloped Terrain with Regular Building by Considering the Effect of URM Infill Walls*. 14. <https://doi.org/10.3390/buildings>
- Quinde, V. J. A., & Rea, O. W. F. (2018). *Evaluación Sísmica De Edificios Aportados De Hormigón Armado Con Deficiencias De Diseño, Mediante El Método Del Espectro De Capacidad Fema 440*. [Tesis]. Universidad De Cuenca Facultad De Ingeniería.
- Rodríguez, C. G., & Blanco, R. H. (n.d.). Dialnet- InfluenciaDelFactorDeReduccionDeLaResistenciaEnEID-4325661. 2013.
- Rojas, A. (2017, September 4). *Población y muestra*.
- Rojas, A. (2024, March 22). *Proyecto socio integrador (Fase V)*. <https://investigacionmetodologicaderojas.blogspot.com/>
- Saavedra, C. (2018, May 30). *Método del Pushover – Análisis Estático no Lineal (Webinar)*. <https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>
- Sánchez, B. S. P., & Alvarez, C. J. L. (2018). *Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los Software Etabs y Robot Structural Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)* [Tesis, Universidad Peruana Unión Facultad De Ingeniería Y Arquitectura].
- Sánchez, V. F. (2017, July 6). *Curvas Histeréticas*. <https://es.scribd.com/document/353083354/Curvas-Histereticas>
- Santana, E. (2017). *Abordaje Didáctico De Los Mecanismos De Falla Frágil En Una Columna De Concreto Armado Desde El Enfoque De La Ingeniería Sismorresistente*.
- Sevilla Peralvo, E. G. (2015). *Relación de la columna corta con la configuración estructural en planta y en elevación de un edificio de uso comercial de 4 pisos,*

ubicado en el sector Medio Ejido, Cantón Cuenca, Provincia de Azuay [Tesis].
Universidad Técnica de Ambato.

Sousa, V. D., Driessnack, M., & Mendes, I. A. C. (2007). An overview of research designs relevant to nursing: Part 1: quantitative research designs. *Revista Latino-Americana de Enfermagem*, 15(3), 502–507.
<https://doi.org/10.1590/S0104-11692007000300022>

Suárez, L. (2020). *El problema de la columna corta: análisis de los casos usando el programa SASP2000*.

Tello Endara, J. C., & Villacís Jaramillo, A. D. (2010). *Propuesta de diseño sismo-resistente de columnas cortas em edificaciones de concreto armado* [Tesis].
Universidad Nacional de Chimborazo.

Vega Martínez, A. B., Giler Muentes, Y. B., & Mieles Bravo, Y. (2022). Columna corta como causa del daño estructural por sismo del 16 de abril de 2016 y estado actual de esta patología. *Sapienza: International Journal of Interdisciplinary Studies*, 3(2), 432–441.