



**Ecuación para determinar la curvatura de fluencia de muros
estructurales de hormigón armado tipo L para el método de diseño directo
basado en desplazamientos.**

Castro León, Johana Maricela y Haro Pastrano, Jessica Pamela

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

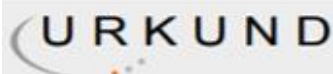
Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniera Civil

Ing. Poveda Hinojosa, José Daniel, MSc

05 de julio del 2021

Reporte Urkund



Urkund Analysis Result

Analysed Document: TESIS_CASTRO_HARO_URKUND.pdf (D110094330)
Submitted: 7/3/2021 3:49:00 PM
Submitted By: drbolanios@espe.edu.ec
Significance: 5 %



Firmado electrónicamente por:

**JOSE DANIEL
POVEDA
HINOJOSA**

Sources included in the report:

VIANA TRABAJO DE GRADO FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA R.pdf (D10647219)
 Tesis Edwin Andrade.pdf (D41332778)
 Tesis Jose Suares.pdf (D41422249)
 Tesis Humberto Abraham Rojas Barrueta.pdf (D50187983)
 Tesis Jonatha Moreira.pdf (D41333067)
 Tesis Juana Eva Gresia Munayco.pdf (D53593195)
 janampa_oj_.pdf (D32170103)
 Tesis Cristhian Joel Pérez Guerrero.pdf (D84308621)
 seminario_hc.pdf (D32392025)
 ESTUDIO COMPARATIVO DEL MODELO DE ROTULAS PLÁSTICAS POR EL MÉTODO DE LAS FIBRAS Y EL MODELO DE TABLAS DEL ASCE 41-13, APLICADO AL ANÁLISIS NO LINEAL DEL BLOQUE A DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA.pdf (D62507241)
https://www.vdbm.be/pages/catalogus_metaalwaren/mikalor.pdf
<http://www.tdx.cat/bitstream/10803/1275/2/TESIGUSTEMS.pdf.txt>
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31482>
https://nanopdf.com/download/universidad-san-pedro-facultad-de-ingenieria-e-a-p-de-ingenieria_pdf
<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/32592/1/Tesis%20I.%20C.%201472%20-%20Pimbo%20Palate%20Freddy%20Polivio.pdf>
<https://www.slideshare.net/michaelrimachi/130-2691pb>
<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/192439/TFMPoloV%C3%ADctor.pdf?sequence=2>
<https://www.redalyc.org/pdf/3612/361233551003.pdf>
<https://pdfcookie.com/documents/pdfcookie-5lq3pdxqkv7>
<https://core.ac.uk/download/pdf/41795376.pdf>
<https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>
<https://docplayer.es/76729032-Tesis-de-master-master-ingenieria-estructural-y-de-la-construccion-titulo.html>
<https://docplayer.es/86600645-Obtencion-del-diagrama-momento-curvatura-en-muros-de-concreto-reforzado.html>



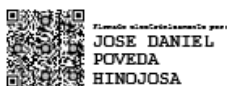
Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de titulación, **“Ecuación para determinar la curvatura de fluencia de muros estructurales de hormigón armado tipo L para el método de diseño directo basado en desplazamientos”** realizado por las señoritas **Castro León, JohanaMaricela y Haro Pastrano, Jessica Pamela**, el cual ha sido revisado y analizado en sutotalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 5 de Julio de 2021



Firmado digitalmente por:
JOSE DANIEL
POVEDA
HINOJOSA

MSc. Poveda Hinojosa, José Daniel

C.C. 1717467235



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Nosotras, **Castro León, Johana Maricela**, con cédula de ciudadanía n°1723339881 y **Haro Pastrano, Jessica Pamela**, con cédula de ciudadanía n°1724388168, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Ecuación para determinar la curvatura de fluencia de muros estructurales de hormigón armado tipo L para el método de diseño directo basado en desplazamientos”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciado las citas bibliográficas.

Sangolquí, 05 de julio de 2021

Castro León, Johana Maricela

C.C. 1723339881

Haro Pastrano, Jessica Pamela

C.C. 1724388168



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Nosotras, **Castro León, Johana Maricela**, con cédula de ciudadanía n°1723339881 y **Haro Pastrano, Jessica Pamela**, con cédula de ciudadanía n°1724388168, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Ecuación para determinar la curvatura de fluencia de muros estructurales de hormigón armado tipo L para el método de diseño directo basado en desplazamientos”** en el repositorio institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 05 de julio de 2021

Castro León, Johana Maricela

C.C. 1723339881

Haro Pastrano, Jessica Pamela

C.C. 1724388168

Dedicatoria

A Dios por su infinito amor y bondad para conmigo,
por ser mi escudo y fortaleza.

Con mucho amor, cariño y felicidad,
a mis padres Mercedes y Marco,
por guiarme y educarme con valores y,
por ser mi ejemplo de constancia y superación.

A mi hermano Javier,
por ser como un segundo padre para mí.

A mi hermana y mejor amiga Gaby,
por ser incondicional, mi maestra,
y mi ejemplo impecable a seguir.

A Verito y mi sobrino Alejito,
por ser fuente de motivación,
amor y unión para mi familia.

Johana Castro

Dedicatoria

A Dios,
Por bendecir mi vida y
por darme la fortaleza y sabiduría
para culminar esta nueva etapa.

Con amor y llena de orgullo,
Lo dedico a mi madre;
quién fue mi principal inspiración
y motivación durante toda mi carrera universitaria.

A mi padre,
Por ser mi ejemplo de responsabilidad,
constancia y superación.

A mis abuelitos,
A quienes siempre quise llenar de orgullo
y hoy gracias a Dios puedo dedicarles este logro.

A mi hermano,
Por su apoyo, su ejemplo de superación y confianza.

A quienes han sido mi apoyo incondicional,
A mis mejores y grandes amigos.
A mis maestros, compañeros
y todos quienes me han apoyado
en este proceso.

Pamela Haro

Agradecimiento

Quisiera decir tantas cosas a todas las personas que han estado presentes en este proceso de culminar mis estudios universitarios en especial a Dios por ser mi principal soporte para alcanzar esta meta.

A mis padres por asegurarse de que día a día no me faltará nada, les agradezco por su amor y motivación diaria, por ser los motores de mi vida y por creer en mí desde el día que decidí emprender este camino. Este logro es suyo, lo hicimos.

A mi hermana Gaby por demostrarme día a día que todo es posible, te agradezco por tener el acierto y la paciencia para ayudarme en mis estudios, por ser mi compañera de desvelos y aventuras, por ser mi amiga incondicional.

A mi tutor de tesis Ing. Poveda, excelente maestro y profesional, su guía para la culminación de esta tesis ha sido constante, no ha escatimado ningún esfuerzo personal en acompañarnos hasta el último momento. Gracias Ing., que Dios le bendiga.

Al Ing. Jorge Zúñiga por ser un excelente profesional y ser humano y tener una entera disposición para ayudar a los estudiantes y día a día motivarnos a ser los mejores. Sus clases han sido excepcionales.

A mi compañera de tesis Pame, por su esfuerzo, constancia y dedicación para realizar este proyecto, por hacerme sentir como un miembro de su familia y por su increíble calidad como persona.

A mis amigos y compañeros de universidad, por todo el tiempo compartido y por hacer que las actividades estudiantiles sean más llevaderas.

A mi querida Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y cada uno de los docentes que contribuyeron para que pueda formarme como ingeniera civil.

Johana Castro

Agradecimiento

A mis padres:

No existe una palabra que pueda definir lo agradecida que estoy por todo lo que me han dado y por todo lo que soy gracias a ustedes. Impulsándome a lograr cualquier cosa que me proponga y ayudándome a cumplir mis sueños. A mi padre, por sus enseñanzas, su motivación y el sacrificio que siempre me brinda. A mi madre, por darme siempre las palabras perfectas para no decaer, por cada abrazo que me hacía tomar fuerzas en los días de desvelo. Sin su amor infinito, su confianza y bendición, no lo habría logrado. Junto con la bendición de Dios y mis padres, logré finalizar esta nueva meta.

A mi tutor:

Al gran profesional, maestro y ser humano, Ing. José Poveda. Por su atenta colaboración, su guía y dedicación. Siempre dispuesto a solventar cualquier duda y compartirnos su conocimiento. El resultado de este gran trabajo fue gracias a él, infinitas gracias.

A mi compañera de tesis, Joha:

Por su entrega y su apoyo desarrollado durante todo este proceso. Además, de ser una gran persona y amiga incondicional.

A mis mejores amigos y en especial a Cris, Mario, Bryan y Paul por ser mi soporte emocional, por su confianza y la amistad sincera que me han brindado. Gracias por estar ahí siempre.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y a todos los docentes que contribuyeron con mi desarrollo profesional.

Pamela Haro

Índice de Contenidos

Reporte Urkund.....	2
Certificación	3
Responsabilidad de Autoría	3
Autorización de Publicación	5
Dedicatoria.....	6
Dedicatoria.....	7
Agradecimiento.....	8
Agradecimiento.....	9
Índice de contenidos	10
Índice de Tablas	15
Índice de Figuras	17
Resumen	21
Abstract.....	22
Capítulo I.....	1
Generalidades.....	1
Planteamiento del problema	1
Antecedentes.....	4
Justificación e importancia	5
Objetivos.....	7
Objetivo General	7
Objetivos Específicos	7
Hipótesis	8
Variables de Investigación	8

	11
Variable independiente	8
Variable dependiente	8
Capítulo II.....	9
Marco teórico	9
Fundamentación teórica.....	9
Propiedades mecánicas de los materiales.....	9
Resistencia a la compresión del hormigón.....	9
Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)	10
Modelo constitutivo del hormigón.....	10
Relación esfuerzo-deformación del concreto a compresión.....	10
Modelo de Mander	11
Confinamiento efectivo para secciones rectangulares	13
Relación esfuerzo - deformación del acero.....	14
Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.....	15
Ductilidad	15
Modelo de Menegotto-Pinto	17
Modelo rectangular equivalente	19
Propiedades geométricas	21
Momento de inercia	21
Flexión asimétrica o biaxial	22
Orientación del eje neutro	24
Momento-Curvatura	25
Curvatura	25
Momento- Curvatura.....	25
Relación constitutiva Momento Curvatura	27
Diagrama de Momento -Curvatura Bilineal	28
Curvatura de fluencia de una sección	30

	12
Momento- Rotación	31
Modelo de fibras o análisis de secciones	33
Discretización de la sección	34
Elementos de plasticidad distribuida.....	35
Diseño Basado en Desplazamiento.....	36
Capítulo III.....	44
Modelamiento numérico	44
Metodología de desarrollo del proyecto.....	44
Modelos experimentales con software especializado.....	45
Comparación de los modelos numéricos con los ensayos experimentales.	45
Desarrollo de modelos	45
Propiedades geométricas y refuerzo.	46
Propiedades mecánicas y cargas aplicadas.....	48
Estados de desempeño.....	49
Modelamiento en SeismoStruct V2020	55
Propiedades mecánicas	55
Cargas aplicadas.....	58
Comentarios sobre modelos experimentales y modelos numéricos.....	62
Modelamientos numéricos con software especializado.....	63
Modelamiento de muros tipo L.....	63
Desarrollo de modelos	67
Cuantía de refuerzo.....	71
Propiedades mecánicas y cargas aplicadas.....	74
Procedimiento para la obtención de la curvatura de fluencia.	80
Ecuación de curvatura de fluencia	83
Capítulo IV	85

Resultados de la investigación	85
Análisis de los resultados.....	85
Modelos experimentales con software especializado.....	85
Comparación de curvas de histéresis	91
Comparación de límite de deformación en el estado de desempeño de fluencia teórica (θ_1)	94
Modelamientos numéricos con software especializado	98
Resultados de curvas de momento vs curvatura.....	98
Resultados de curvatura de fluencia	111
Curvatura de fluencia vs porcentaje de cuantía (ϕ_y vs $\% \rho$).....	111
Curvatura de fluencia vs porcentaje de carga axial (ϕ_y vs $\% \eta$) ...	115
Ecuación de curvatura de fluencia.....	121
Aplicación de la ecuación de curvatura de fluencia en un edificio	126
Método DDBD para muros tipo L.	128
Diseño a cortante por capacidad del muro	137
Armadura transversal del alma	138
Diseño a flexión del muro	139
Modelamiento del edificio	142
Discusión de los resultados	148
Comparación numérica con ensayos de laboratorio	148
Modelamiento de muros tipo L.....	150
Curvatura de fluencia vs porcentaje de cuantía	151
Curvatura de fluencia vs porcentaje de carga axial.....	151
Curvatura de fluencia vs dimensiones	152
Ecuación de curvatura de fluencia.....	153
Método DDBD	154
Comprobación de hipótesis	156

Conclusiones	157
Recomendaciones	159
Referencias bibliográficas	161
Anexos	165

Índice de Tablas

Tabla 1 Requisitos de resistencia a la compresión.....	9
Tabla 2 Resumen de las muestras de ensayo.....	47
Tabla 3 Propiedades mecánicas del concreto.	49
Tabla 4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.	49
Tabla 5 Propiedades del hormigón.	56
Tabla 6 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.	57
Tabla 7 Cargas axiales y laterales aplicadas.....	58
Tabla 8 Carga Axial Aplicada	59
Tabla 9 Fases de carga para modelo LW1.	60
Tabla 10 Criterios de desempeño para muestra de muro tipo LW1.....	62
Tabla 11 Propiedades de la sección	65
Tabla 12 Estándares de armado transversal del muro en L.....	65
Tabla 13 Valores para elemento inelástico en el muro tipo L.....	66
Tabla 14 Variables modelos de muro tipo L para grupo 1.....	68
Tabla 15 Variables modelos de muro tipo L para grupo 2.....	70
Tabla 16 Variables modelos de muro tipo L para grupo 3.....	70
Tabla 17 Tabla de armado longitudinal de un muro de 30 cm de espesor y 0.5% de cuantía.....	72
Tabla 18 Tablas resumen de armado longitudinal con el porcentaje de cuantía de los muros tipo L (Grupo 1).	73
Tabla 19 Cargas axiales gravitacionales.	77
Tabla 20 Fases de carga en el muro.....	80
Tabla 21 Criterios de desempeño para muestra de muro tipo L.....	81
Tabla 22 Comparación fuerzas cortantes máximas de los modelos.....	93
Tabla 23 Comparación de θ_1 del trabajo de Han vs SeismoStruct V2020 con metodología de Han.....	94

Tabla 24 Comparación de θ_1 del trabajo de Han vs SeismoStruct V2020 con metodología de Priestley.....	96
Tabla 25 Comparación de metodologías para obtener θ_1	97
Tabla 26 Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y positivos.	113
Tabla 27 Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y negativos.....	115
Tabla 28 Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y positivos.	118
Tabla 29 Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y negativos.....	119
Tabla 30 Curvatura de fluencia a medida que aumenta % carga axial para cada análisis.....	120
Tabla 31 Ejemplo de constante K para sentido X.....	121
Tabla 32 Valores de k para grupo 2 y grupo 3.....	122
Tabla 33 Valores de k promedio grupo 2 y 3.	123
Tabla 34 Valores de los materiales mostrados en la Figura 71.	126
Tabla 35 Propiedades de los muros tipo L.....	128
Tabla 36 Perfil de desplazamientos de fluencia.	128
Tabla 37 Perfil de desplazamientos de diseño.	131
Tabla 38 Masa por piso.	132
Tabla 39 Cálculo para obtener el desplazamiento de diseño equivalente.....	132
Tabla 40 Datos para calcular espectro elástico de diseño de desplazamiento.	134
Tabla 41 Cortantes y momentos de diseño.	136
Tabla 42 Armado longitudinal del muro en L.	141
Tabla 43 Criterios de desempeño del muro en L.....	142
Tabla 44 Datos de los elementos estructurales del edificio.....	143
Tabla 45 Criterios de desempeño para controlar deformaciones unitarias.....	146
Tabla 46 Desplazamientos objetivos para niveles de desempeño.	148

Índice de Figuras

Figura 1 Modelo de tensión-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado	12
Figura 2 Núcleo de confinamiento efectivo para estribos rectangulares.....	13
Figura 3 Curva esfuerzo deformación del acero	14
Figura 4 Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro a flexión.....	17
Figura 5 Modelo Menegotto-Pinto para cargas cíclicas.....	18
Figura 6 Modelo rectangular equivalente	19
Figura 7 Flexión asimétrica de una sección (caso 1).....	20
Figura 8 Flexión asimétrica de una sección (caso 2).....	21
Figura 9 Momento de inercia de una sección A.....	21
Figura 10 Momento de inercia de una sección A con respecto a un eje.....	22
Figura 11 Sección transversal de un elemento.....	23
Figura 12 Sección sometida a momento arbitrario.	23
Figura 13 Distribución de esfuerzos normales en una sección.	24
Figura 14 Estado interno de deformaciones de una sección de concreto.	25
Figura 15 Estados Límites en el diagrama Momento- Curvatura.	27
Figura 16 Momento-Curvatura.	29
Figura 17 Respuesta de Fuerza-Desplazamiento	30
Figura 18 Diagrama de momentos de viga de longitud L.....	32
Figura 19 Articulación plástica.....	33
Figura 20 Modelo de las fibras.	33
Figura 21 Técnica de fibras.	35
Figura 22 Discretización de modelo concentrado frente al modelo distribuido.....	36
Figura 23 Simulación SDOF	40
Figura 24 Espectro de desplazamiento de diseño	42
Figura 25 Procedimiento de carga.	46

Figura 26 Detalle de armado de la muestra LW1.	48
Figura 27 Respuesta histerética de una muestra y sus estados críticos de desempeño.....	50
Figura 28 Niveles de desempeño de los muros de hormigón armado tipo L.	51
Figura 29 Envoltente de curva de histéresis LW1.....	52
Figura 30 Envoltente de curva de histéresis LW1.....	52
Figura 31 Desplazamiento de estado de desempeño de fluencia teórica.....	53
Figura 32 Desplazamientos de estados de desempeño θ_1 , θ_5 y θ_6	54
Figura 33 Estados de desempeño PS1, PS2 PS3.....	54
Figura 34 Detalle de muestra realizado en SeismoStruct V2020.....	55
Figura 35 Propiedades del hormigón (Modelo de Mander et al.).....	56
Figura 36 Propiedades del acero (Modelo Menegotto Pinto).....	57
Figura 37 Figura 3D de modelo de muro realizado en SeismoStruct V2020.....	59
Figura 38 Dimensiones muro en L.	64
Figura 39 Ejes locales para elementos inelásticos infrmFB.....	67
Figura 40 Nodos y restricciones en el muro.....	67
Figura 41 Muro tipo L para una escalera.	68
Figura 42 Muro tipo L para un ascensor.	69
Figura 43 Armado longitudinal del muro en L.....	71
Figura 44 Elementos de borde y armado transversal del muro tipo L.....	74
Figura 45 Propiedades del hormigón (Modelo de Mander et al.).....	75
Figura 46 Propiedades del acero (Modelo Menegotto Pinto).....	76
Figura 47 Cargas aplicadas en el muro tipo L.	76
Figura 48 Control de carga incremental en el muro.....	80
Figura 49 Bilinealización de curva de momento- curvatura para muestra de muro tipo L.....	83
Figura 50 Curva de histéresis modelo LW1.	85

Figura 51 Envolvente de curva de histéresis LW1.....	86
Figura 52 Desplazamiento de estado de desempeño de fluencia teórica.....	87
Figura 53 Desplazamientos de estados de desempeño θ_1 , θ_5 y θ_6	88
Figura 54 Estados de desempeño PS1, PS2 y PS3.....	88
Figura 55 Curvas de histéresis grupo 1 y 2.	89
Figura 56 Curvas de histéresis grupo 3.	90
Figura 57 Comparación de curvas de histéresis grupo 1, 2 y 3.	91
Figura 58 Metodología de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) para encontrar θ_1 ..	96
Figura 59 Resultados de las curvas $M_n - \phi_y$ del grupo 1.....	99
Figura 60 Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/1).	100
Figura 61 Influencia de la cuantía de acero en la relación (3/4).	102
Figura 62 Influencia de la cuantía de acero en la relación (5/8).	104
Figura 63 Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/2).	106
Figura 64 Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/3).	108
Figura 65 Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/4).	110
Figura 66 Tipos de Gráfica de caja según dispersión de datos.	112
Figura 67 Elementos constitutivos del diagrama de caja.	112
Figura 68 Curvatura de fluencia por cada % de cuantía, sentido X y Y positivos. .	113
Figura 69 Curvatura de fluencia por cada % de cuantía, sentido X y Y negativos. .	114
Figura 70 Momento vs curvatura de fluencia bilineal por carga axial.	116
Figura 71 Curvatura de fluencia por cada % de carga axial, sentido X y Y positivos.	117
Figura 72 Curvatura de fluencia por cada % de carga axial, sentido X y Y negativos.	119
Figura 73 Modelo SeismoStruct 3.00x4.00m.....	122
Figura 74 Curva de capacidad y punto de fluencia para el acero y el concreto.	126
Figura 75 Vista en planta del edificio de 8 pisos.....	127

Figura 76 Simulación SDOF del edificio de 8 pisos.....	131
Figura 77 Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño, $\xi = 5\%$	134
Figura 78 Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño, $\xi =$ 5% y 12.34 %.	135
Figura 79 Armado del elemento de borde extremo del muro.	140
Figura 80 Armado del muro en L.....	140
Figura 81 Aplicación de momentos en el muro.....	141
Figura 82 Vista en planta del modelamiento SeismoStruct V2020.	143
Figura 83 Detalle de las estructuras metálicas: columnas huecas y vigas IPE.	144
Figura 84 Modelo del edificio de 8 pisos en SeismoStruct V2020.	145
Figura 85 Espectro elástico de los niveles de desempeño.....	146
Figura 86 Curva de capacidad sísmica.....	147

Resumen

El presente proyecto logra determinar una ecuación para encontrar la curvatura de fluencia ϕ_y de un muro estructural de hormigón armado tipo L para facilitar el diseño de estos mediante el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD). Se realiza el modelamiento numérico en el software SeismoStruct V2020 de muros estructurales tipo L con variaciones de: geometría, carga axial y cuantía de acero. Los primeros modelos de muros estructurales a realizarse son similares a los presentados en el estudio realizado por Han X, Chen, Ji, Xie & Lu, (2018) en su trabajo “Límites de deformación en muros de hormigón armado de sección L: Experimento y evaluación”, para obtener desplazamiento vs fuerza lateral y compararlas con los resultados del estudio experimental antes mencionado. Luego de la comparación, se complementa con la modelación numérica de muros estructurales de mayor escala con dimensiones similares a los muros utilizados en edificaciones con variaciones de geometría, cuantía de acero y carga axial. Se genera una base de datos con la relación de momento-curvatura obtenida de cada modelo y se busca una tendencia estadística para determinar la ecuación de curvatura de fluencia para muros tipo L. Finalmente, se propone una ecuación que considere el factor estadístico y las variables descritas para el diseño de una edificación de hormigón armado con muros estructurales de tipo L realizado con el método de DDBD y se realiza su modelamiento en el software SeismoStruct V2020.

Palabras clave

- MURO ESTRUCTURAL TIPO L
- DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA
- ANÁLISIS NO LINEAL
- CURVATURA DE FLUENCIA

Abstract

This project achieves to determine an equation to find the yield curvature ϕ_y of a L-shaped reinforced concrete structural wall to facilitate the design of these using the Direct Design Based on Displacement (DDBD) method. The numerical modeling is performed in the SeismoStruct V2020 software of L-type structural walls with variations of: geometry, axial load and steel quantity. The first develop models of structural walls are similar to those sent in the study carried out by Han X, Chen, Ji, Xie & Lu, (2018) in their work "Deformation limits of L-shaped reinforced concrete shear walls: Experiment and evaluation", to obtain the ratio of displacement vs lateral force and compare them with the results of the aforementioned experimental study. After the comparison, it is complemented with the numerical modeling of larger-scale structural walls with dimensions similar to the walls used in buildings with variations in geometry, quantity of steel and axial load. A database is generated with the moment-curvature relationship obtained from each model and a statistical trend is sought to determine the yield curvature equation for L-type walls. Finally, an equation is proposed that considers the statistical factor and the variables described for the design of a reinforced concrete building with L-shaped structural walls carried out with the DDBD method and its modeling is carried out in the SeismoStruct V2020 software.

Keywords

- **L SHAPED STRUCTURAL WALLS**
- **YIELD DISPLACEMENT**
- **NON-LINEAL ANALYSIS**
- **YIELD CURVATURE**

Capítulo I

Generalidades

Planteamiento del problema

Una problemática recurrente es el colapso de edificaciones por eventos sísmicos; no solo por la gran magnitud del sismo, sino también por la falta de construcciones sismo resistente, las cuales deberían proporcionar suficiente seguridad para preservar la vida, las estructuras y los bienes. (Montañez Moreno , 2015)

Las metodologías actuales de diseño sísmico basadas en fuerzas (DBF), implementadas en muchos de los códigos a nivel mundial, omiten algunos aspectos relevantes para el diseño sismo-resistente de edificaciones. Actualmente se han propuesto nuevos métodos de análisis y diseño de estructuras, los cuales buscan compensar las falencias presentadas por los métodos basados en fuerzas. Entre estos nuevos métodos se encuentra el denominado Método de Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), el cual se enfoca más en la capacidad de deformación del sistema que en la resistencia a las fuerzas. El método DDBD tuvo sus inicios a partir de la década de los noventa, sin embargo, a pesar de representar una alternativa de diseño racional y práctica, su aplicación en la actualidad es limitada, siendo aún tema de investigación. (Montañez Moreno , 2015)

A pesar del uso mundial que se da al DBF para diseño sismorresistente, existen varias simplificaciones en el método, las cuales lo convierten en un método que lleva a diseñar estructuras con vulnerabilidad variable. Como Priestley analizó en 2003, existen varias falencias atribuidas al mismo como que el DBF considera la rigidez independiente de la resistencia. Al inicio del proceso de diseño se pre dimensiona la estructura y se estima la rigidez de los elementos estructurales a partir del momento de inercia, completa o agrietada, de cada uno de los elementos

estructurales. Sin embargo, no se toma en cuenta la contribución del acero de refuerzo a la rigidez. Esto implica que el periodo sea estimado de forma inexacta, lo que causa que la demanda sísmica se estime de manera incorrecta. (Guzmán Sáenz , 2014)

El sismo de Haití 7.0 M_w produjo muchas muertes y muchos edificios se derrumbaron, incluso condujo a impactos catastróficos sobre la capacidad de recuperación social y económica de todo el país. Por otro lado, en el terremoto de Maule 8.8 M_w en Chile y el terremoto de Tohoku 9.0 M_w en Japón, el colapso de edificios debido a los fuertes movimientos del suelo fue limitado. La principal diferencia entre el daño observado en el sismo de Haití y el ocurrido en el terremoto de Chile o Japón tiene que ver con la buena práctica de ingeniería de diseño y construcción de edificios sismo resistentes comparadas con la limitada implementación en Haití. (Ordóñez Fernández , 2015)

Experiencias en terremotos recientes como el de Maule en Chile en 2010, así como ensayos de muros estructurales ante cargas laterales cíclicas reversibles han mostrado que aun cuando los muros hayan sido diseñados para que tengan un comportamiento dúctil, un modo de falla típico observado es el de pandeo del refuerzo longitudinal. Esto sugiere la importancia de contar con un procedimiento adecuado de diseño sísmico de muros estructurales que permita el control de este modo de falla. (Iñiguez Alvarado , Rodríguez , & Restrepo , 2015)

Las fuerzas sísmicas de diseño son inciertas por lo que no es adecuado diseñar muros estructurales que permanezcan en el intervalo elástico durante un terremoto, esto indica que los muros estructurales se deben diseñar para un comportamiento inelástico, para lo cual es necesario revisar si tienen la capacidad de alcanzar los valores de desplazamiento lateral que se esperan en el sismo de diseño. (Iñiguez Alvarado , Rodríguez , & Restrepo , 2015)

Se puede comprender de manera más clara mediante el uso de gráficas que relacionen el momento flexionante resistente con la curvatura en una sección. Por este motivo, se requiere encontrar un método que facilite la obtención de diagramas de momento-curvatura para muros estructurales de hormigón armado, conociendo la capacidad a flexión de una sección asimétrica del muro estructural y entender su comportamiento ante el incremento de las solicitaciones desde su estado original hasta la falla.

En el Ecuador, las grandes pérdidas que han dejado sismos de alta intensidad como el del 16 de abril del 2016, en la ciudad de Pedernales, han obligado a la revisión de la filosofía de diseño actual y que se empiece a tomar en cuenta la no linealidad de los materiales de forma directa en los procesos de análisis. Esto explica porque actualmente se diseña con un procedimiento de fuerzas basado en un espectro de respuesta de aceleraciones. Sin embargo, se esperaría que con un procedimiento basado en desplazamientos se tenga un mejor control del comportamiento estructural ante diferentes demandas sísmicas. (Andrade Silva & Carrillo Mayanquer , 2018)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15) establece que el método principal para elaborar un diseño sismorresistente se basa en una representación de las fuerzas sísmicas como fuerzas laterales aplicadas al nivel de las losas, que simulan los efectos del sismo sobre la estructura. (Guzmán Sáenz , 2014)

Dicho esto, otra problemática es que el método de Diseño Basado en Fuerzas en la (NEC, 2015) utiliza factores de reducción de resistencia sísmica constantes que intentan controlar el daño, con la suposición imprecisa que la demanda de ductilidad y sobre resistencia son siempre iguales. Si bien es cierto, a mayor resistencia menor daño, el efecto que tiene la resistencia para reducir el daño estructural depende de la demanda de ductilidad en la estructura y de la intensidad

del sismo. Por tal motivo, se diseñan estructuras con gran dispersión de daño, lo cual genera grandes incertidumbres en el análisis y diseño de una estructura en especial si tiene muros estructurales de hormigón armado asimétricos tipo L, los cuales tienen una respuesta asimetría en capacidad y ductilidad. (Suárez, 2009)

Antecedentes

Los daños observados en muros debido a los terremotos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), donde existen códigos de construcción modernos, superó las expectativas. Las fallas observadas en los muros incluyeron aplastamiento del hormigón, rotura del refuerzo y pandeo global del muro, por lo cual sugieren fuertemente que las disposiciones de análisis y diseño necesitan ser revaluados. En particular, la cantidad y configuración de la cuantía de acero, la esbeltez, carga axial, así como las demandas de desplazamiento esperadas y el historial de carga. (Wallace W, 2012)

Por el desempeño estructural en los sismos mencionados, se requieren procedimientos más confiables para identificar el comportamiento no lineal de muros de hormigón armado. Los eventos han proporcionado información valiosa sobre el desempeño de los edificios con muros de hormigón armado, ya que son reconocidos como sistemas de protección sísmica si se aplica la filosofía del diseño basado en capacidad. (Haro Báez, 2017)

La necesidad de asegurar el comportamiento adecuado de las edificaciones frente a eventos sísmicos, ha requerido el desarrollo de métodos de análisis y diseño para conseguir una mejor predicción o control del mismo. Los métodos convencionales y frecuentes, se basan en el uso de fuerzas; sin embargo, no son los más adecuados. El DDBD considera el daño estructural mediante el comportamiento de los materiales y propiedades mecánicas de los elementos que lo componen.

Los métodos basados en desempeño se están abriendo campo dentro del análisis sismorresistente, entre ellos el método DBDD, desarrollado por Priestley, Calvi y Kowalsky en 2007. Este método permite un mayor control del comportamiento de las estructuras, al tomar en cuenta varios aspectos no considerados en el diseño basado en fuerzas, ya que se trabaja con un diseño enfocado en el desempeño de una estructura en lugar de su resistencia a las fuerzas que actúan sobre él. (Guzmán Sáenz , 2014)

Justificación e importancia

Los muros estructurales de concreto reforzado en forma de L se utilizan comúnmente en las esquinas de las estructuras de edificios altos, así como en los núcleos centrales debido a requisitos arquitectónicos y/o estructurales donde también se buscan prestaciones sísmicas en las dos direcciones principales del análisis. Tales muros constan de dos segmentos de muro perpendiculares, que conducen a una rigidez y resistencia significativas en ambas direcciones, que contribuyen a la resistencia de la acción inducida por un movimiento sísmico. (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Dichos muros han sido estudiados a lo largo de los años por su presencia e importancia en estructuras de gran altura. El estudio experimental realizado por (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) concluye que los límites de deformación de los muros fueron subestimados significativamente por los códigos actuales y por los métodos disponibles en la literatura, porque los modelos de predicción utilizados fueron principalmente desarrollados para muros rectangulares.

Por otra parte, realizar el diseño de muros estructurales mediante el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) tiene sus limitantes, como se indica la NEC-15 una de ellas es utilizar factores de reducción de resistencia sísmica (R) constantes para cada tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y sobre

resistencia son iguales para los edificios dentro de una misma categoría. Sin embargo, existen muros que por su geometría tienen mayor o menor ductilidad.

Además, la distribución de fuerzas en función de la rigidez inicial permanece constante y los datos experimentales como el de Priestley dice que la curvatura de fluencia es la cantidad base que depende de las dimensiones de la sección transversal. Por esto, la rigidez determinada en la etapa inicial de diseño puede cambiar significativamente, y la distribución de fuerzas basada en la rigidez inicial contiene errores. El método DDBD es una alternativa de diseño sísmico, donde el parámetro de entrada es el máximo desplazamiento admisible. Un diseño sísmico es orientado de tal manera que se establece el estado límite estructural por deformación máxima aceptable (desplazamiento), este estado límite del muro está dado por la curvatura de fluencia de Priestley. (Kabashi & Dautaj, 2015)

Los códigos de evaluación sísmica como por ejemplo el ASCE 41-17 sugiere límites de deformación para miembros estructurales que han sido desarrollados principalmente para muros estructurales rectangulares. Además, (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) presentan una ecuación para determinar la curvatura de fluencia únicamente para muros estructurales rectangulares de concreto reforzado, por lo que surge la necesidad de encontrar una ecuación para calcular la curvatura de fluencia para muros estructurales en forma de L, ya que es una variable clave para poder encontrar la ductilidad de desplazamientos y por ende lograr un adecuado diseño con el método de DDBD.

Se propone utilizar el método de DDBD desarrollado por Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), método que utiliza la curvatura de fluencia ϕ_y que es función de las propiedades geométricas de la sección y de la deformación unitaria del acero ε_y , siendo este el estado límite que define la fluencia como tal y a su vez es la base

para definir el resto de parámetros como la ductilidad del muro, el perfil de desplazamientos y la demanda de ductilidad del sistema.

Aunque se ha realizado un esfuerzo considerable en el estudio de los procedimientos de análisis y diseño basado en el desplazamiento, aún existe la necesidad de investigar sobre la confiabilidad de este procedimiento y en especial el uso de muros estructurales tipo L cómo se desarrolla en este documento.

Objetivos

Objetivo General

Determinar una ecuación lineal para la curvatura de fluencia de muros estructurales de hormigón armado tipo L, mediante el análisis de secciones por el modelo de fibras para su diseño adecuado aplicando el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

Objetivos Específicos

- Comparar las curvas de respuesta histerética de fuerza lateral y desplazamiento de los modelos numéricos con un estudio experimental existente.
- Realizar modelos numéricos de muros estructurales tipo L con variaciones de geometría, cuantía de acero y carga axial.
- Generar una base de datos para obtener una muestra estadística de la curvatura de fluencia de cada uno de los modelos numéricos.
- Evaluar una ecuación lineal para determinar la curvatura de fluencia de muros estructurales tipo L de hormigón armado.
- Implementar la ecuación de curvatura de fluencia para el modelamiento y diseño de una edificación de hormigón armado con muros tipo L diseñado con el método de DDBD.

Hipótesis

Los diagramas de momento-curvatura con variaciones de geometría, cuantía de acero y carga axial para muros estructurales de hormigón armado tipo L, permiten determinar una ecuación lineal de curvatura de fluencia de los mismos, que cumpla con los requerimientos para un adecuado diseño aplicando el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

Variables de Investigación

Variable independiente

Diagramas de momento-curvatura con variaciones de geometría, cuantía de acero y carga axial para muros estructurales de hormigón armado tipo L.

Variable dependiente

Ecuación lineal de la curvatura de fluencia de muros estructurales de hormigón armado tipo L para su diseño aplicando el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

Capítulo II

Marco teórico

Fundamentación teórica

Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia a la compresión del hormigón

El hormigón debe usar el valor mínimo de resistencia a la compresión para el hormigón normal de $f'_c = 21 \text{ MPa}$ para condiciones de exposición ambiental, y satisfacer los requisitos de resistencia estructural y valor máximo para elementos de hormigón liviano $f'_c = 35 \text{ MPa}$. (NEC, 2015)

La evaluación de los resultados de pruebas de resistencia del hormigón tiene en cuenta que la producción está sometida a variaciones en los componentes, medición, pruebas y resultados de los ensayos. A causa de esta variabilidad existente, se debe dosificar el hormigón de manera que se obtenga una resistencia promedio f'_{cr} muy por encima de la especificada f'_c . (NEC, 2015)

Al no disponer de informaciones estadísticas de ensayos se utilizan los valores detallados en la Tabla 1:

Tabla 1

Requisitos de resistencia a la compresión

Resistencia especificada f'_c [MPa]	Resistencia media requerida f'_{cr} [MPa]
$f'_c < 21$	$f'_c + 7.0$
$21 \leq f'_c \leq 35$	$f'_c + 8.5$
> 35	$1.10f'_c + 5.0$

Nota: (NEC, 2015)

Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)

Para considerar acciones sísmicas en los modelos elásticos de las estructuras y para hormigones de densidad normal, la (NEC, 2015) calcula:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

Donde:

f'_c = resistencia a compresión del hormigón (MPa)

Modelo constitutivo del hormigón

Una manera de entender el comportamiento del hormigón, es mediante modelos analíticos que utilizan los diagramas de esfuerzo-deformación para tracción y compresión del material. Para el hormigón a tracción su capacidad es muy pequeña, por lo que se considera solo el comportamiento del hormigón bajo esfuerzos de compresión.

Relación esfuerzo-deformación del concreto a compresión

Para el hormigón se debe modelar tanto el no-confinado (recubrimiento), como el confinado (núcleo), para ello se trabaja con el modelo unificado de (Mander , Priestley , & Park, 1988). Como se indica en la Figura 1, usualmente se alcanza una deformación unitaria del concreto no confinado ε_{co} de 0.002 a la resistencia máxima de diseño f'_c . Además, puede utilizarse una deformación unitaria de $2\varepsilon_{co}$ (0.004) para propósitos de diseño y como criterios de verificación del inicio del desprendimiento del recubrimiento de concreto en los elementos. (Gomel Ticona , 2017)

La deformación unitaria máxima del modelo confinado ε_{cc} , correspondiente a la máxima resistencia alcanzada f'_{cc} , define el inicio en que el concreto del núcleo

empieza a fracturarse y por tanto a degradarse, valores típicos de 0.007 a 0.008 de deformación unitaria que caracterizan este nivel de daño. (Gomel Ticona , 2017)

Modelo de Mander

Representa el comportamiento del hormigón ante cargas cíclicas o monotónicas de compresión y el efecto de la cuantía y la disposición del refuerzo de confinamiento en la estructura. (Chang Tokushima, 2015)

Según (Mander J. B., 1983), la estructura del modelo tensión-deformación (Ver Figura 1) está basado en una ecuación propuesta por Popovics (1973). La tensión de compresión longitudinal en el hormigón f_c es:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2)$$

Donde f'_{cc} , es la resistencia a compresión de hormigón confinado

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3)$$

Donde ε_c , deformación longitudinal del hormigón a compresión.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4)$$

Donde f'_{co} y ε_{co} = la resistencia no confinada de hormigón y su deformación correspondiente, y

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5)$$

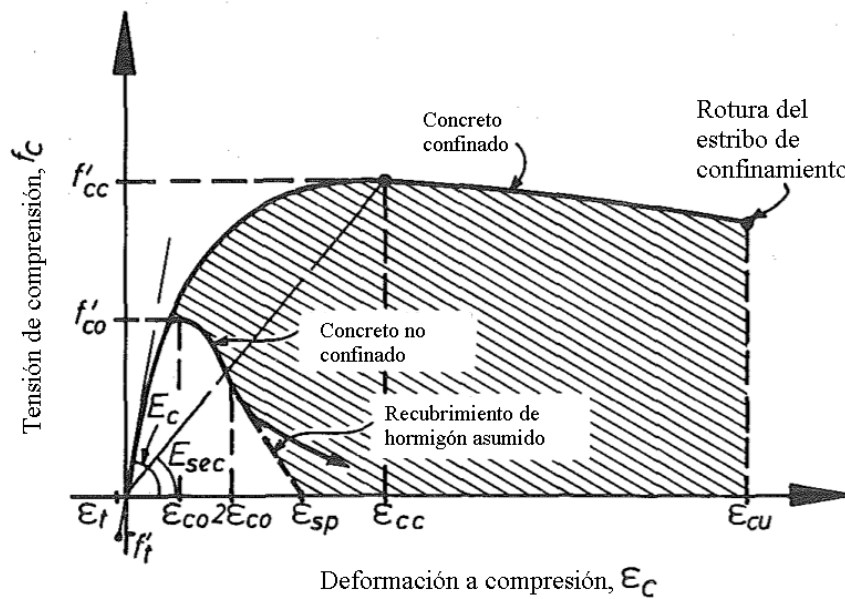
Donde:

$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}}$ (MPa) es el módulo de elasticidad tangente del hormigón, y

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (6)$$

Figura 1

Modelo de tensión-deformación propuesto para hormigón confinado y no confinado



Fuente: (Mander J. B., Priestley , Park , Fellow , & ASCE, 1988)

Para determinar la resistencia a compresión del hormigón confinado f'_{cc} , se utiliza un modelo constitutivo que incluye una envolvente de resistencia última para tensiones a compresión multiaxiales. Se adopta la envolvente de fallo multiaxial de cinco parámetros descrita por William y Warnke (1975), debido a que proporciona una excelente concordancia con los datos de las muestras. (Mander , Priestley , & Park, 1988)

La solución general del criterio de rotura multiaxial según (Mander , Priestley , & Park, 1988); cuando al hormigón se le aplican tensiones de confinamiento laterales iguales f'_l , se demuestra que la resistencia a compresión del hormigón confinado viene dada por la Ec.(8):

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (7)$$

Donde:

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (8)$$

Confinamiento efectivo para secciones rectangulares

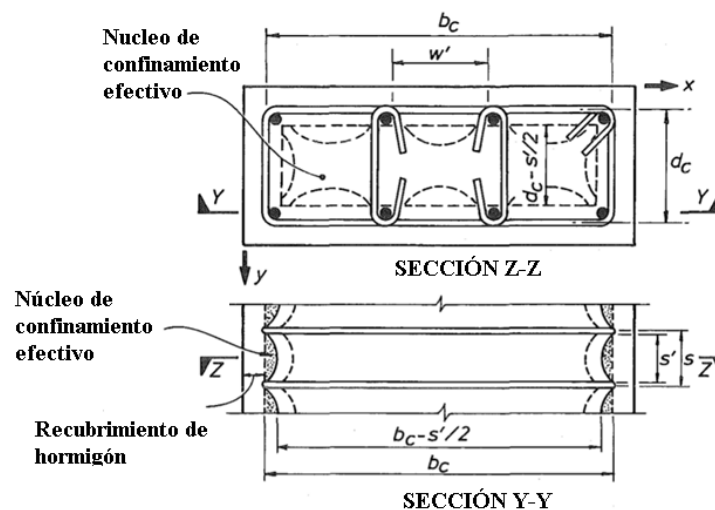
Para encontrar el confinamiento efectivo, se resta el área de las parábolas que contiene el hormigón confinado. Las parábolas son de segundo grado con una tangente inicial de 45°; el arqueado se produce verticalmente entre las capas de los estribos transversales y horizontalmente entre el acero longitudinal. Para (Mander , Priestley , & Park, 1988), el área total del confinamiento inefectivo a nivel de estribos cuando existe n barras de acero longitudinal es:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (9)$$

Como se indica en la Figura 2, w' es la distancia libre entre las barras longitudinales adyacentes.

Figura 2

Núcleo de confinamiento efectivo para estribos rectangulares



Fuente: (Mander , Priestley , & Park, 1988)

En la sección Y-Y, se incorpora la influencia de las áreas inefectivas de confinamiento entre separación de estribos.

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (10)$$

Donde b_c, d_c : dimensiones del núcleo entre los centros del estribo perimetral en sentido x y y , donde $b_c \geq d_c$. (Ver Figura 2).

La ecuación (11) se define como el coeficiente de confinamiento efectivo para estribos rectangulares (Mander J. B., Priestley, Park, Fellow, & ASCE, 1988)

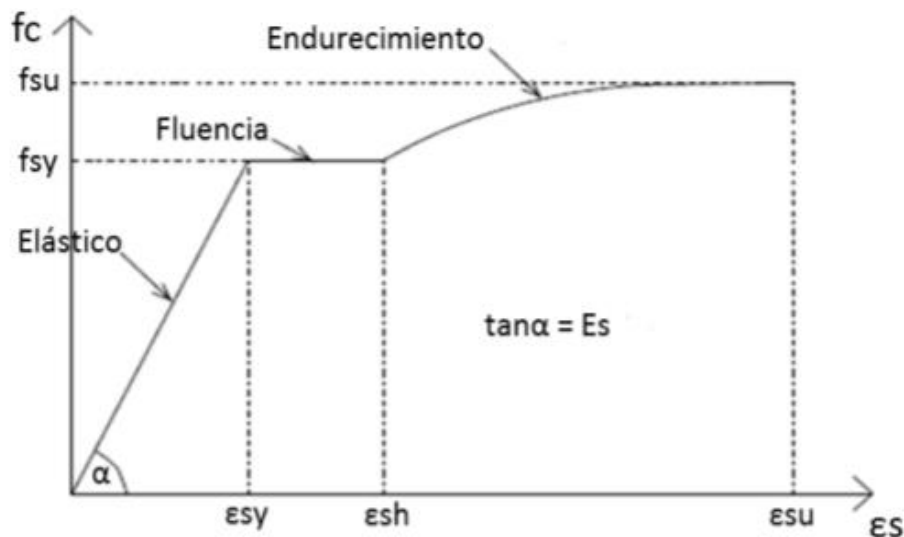
$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6 b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (11)$$

Relación esfuerzo - deformación del acero

Para el acero se presentan modelos basados en ensayos de las varillas sometidas a tracción pura. El comportamiento es usualmente supuesto como lineal elástico hasta el punto de fluencia, tras lo cual se considera una zona plástica. Sin embargo, también son utilizados modelos más precisos que consideran el fenómeno de endurecimiento del acero. (Chang Tokushima, 2015)

Figura 3

Curva esfuerzo deformación del acero



Fuente: (Chang Tokushima, 2015)

Para las barras corrugadas de acero, se define una curva de sobre resistencia cuyo esfuerzo máximo f_{su} , suele ser de 1.35 a 1.50 veces mayor a f_y en aceros de grado 60. La deformación unitaria a la fluencia ε_{sy} se estima con $\frac{f_y}{E_s}$, al final de la fluencia inicial y antes del inicio del endurecimiento; la deformación unitaria ε_{sh} es en promedio 0.008, el final de la curva marca el inicio de la fractura del refuerzo y su deformación unitaria ε_{su} comúnmente varia de 0.10 a 0.12 (Ver Figura 3), para propósitos de diseño y control de daños puede tomarse como último valor a $0.6\varepsilon_{su}$. (Gomel Ticona , 2017)

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

$$E_s = 200.000 \text{ MPa} \quad (12)$$

E_s =Módulo de elasticidad del acero de refuerzo y acero estructural

f_y =Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_{ye} =Resistencia efectiva a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_{yt} =Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal (MPa)

Los valores de f_y y f'_{yt} no deben exceder los 550 MPa. La resistencia entre la resistencia real de tracción y la resistencia real de fluencia no debe ser menor a $f_{ye} = 1.25f_y$. (NEC, 2015)

Ductilidad

La ductilidad es la capacidad que tienen algunos materiales de admitir grandes deformaciones sin perder su resistencia, Park & Paulay (1978).

Según (NEC, 2015), la ductilidad es la capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

En el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, se necesita conocer cuál es la ductilidad de desplazamiento de la estructura (μ_{Δ}) porque es requerida para el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}). Además, la ductilidad por desplazamientos indica hasta donde puede desplazarse una estructura hasta que se produzca el colapso, disipando una cantidad de energía sísmica en la estructura por fuera del rango elástico.

Se entiende por ductilidad la relación entre la máxima deformación inelástica (Δ_{max}) y la deformación de fluencia (Δ_y); la deformación máxima puede ser un desplazamiento (ductilidad de desplazamiento) o la curvatura de una sección (ductilidad de curvatura). Cuando se trata de la máxima deformación permitida de diseño, ello es una meta y se habla de demanda de ductilidad. Cuando se trata de la máxima deformación alcanzable, ésta es una propiedad del sistema estructural o de sus componentes, que depende principalmente de sus detalles de refuerzo, y se habla de capacidad de ductilidad. (Pérez, 2014)

Cuanto más dúctil sea un elemento estructural, más podrá absorber energía sin fallar, situación que es ideal ante la incertidumbre sobre la precisión de los valores de las aceleraciones en el suelo y su desarrollo en el tiempo durante un sismo. (Ospina, 2012).

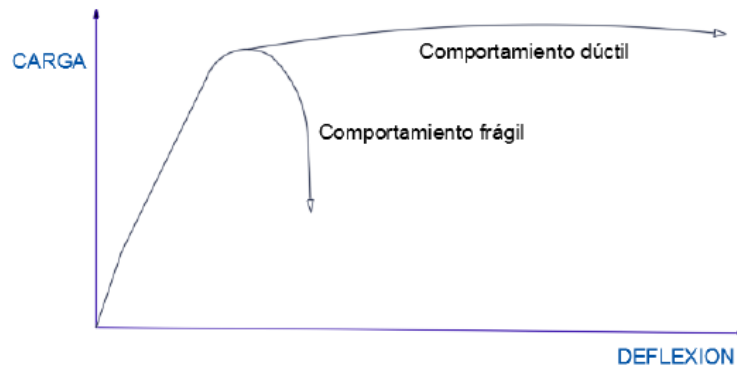
Con una adecuada ductilidad se puede advertir y dar un tiempo de reacción a las personas para poder salvaguardar sus vidas durante sismos de gran magnitud, por tal motivo es importante que en el diseño de los elementos estructurales de las edificaciones tengan un comportamiento dúctil, es decir, evitar un repentino colapso por comportamiento frágil de la estructura como se observa en la Figura 4.

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo correcto es que el valor de la capacidad de ductilidad por curvatura sea

alto para que la edificación disipe mayor cantidad de energía, sea posible la redistribución de momentos y de esta manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada. (Aguir, 2003)

Figura 4

Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro a flexión.



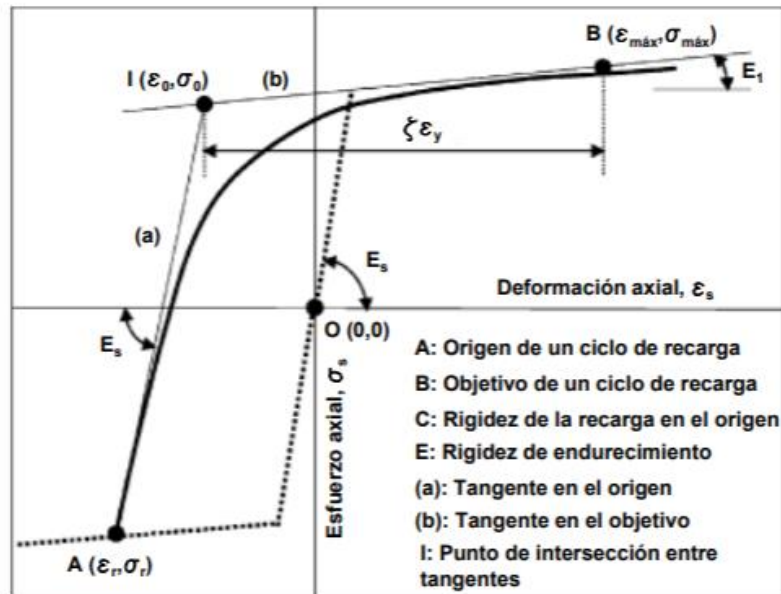
Fuente: Park & Paulay (1978).

Modelo de Menegotto-Pinto

Se trata de un modelo uniaxial basado en una relación esfuerzo-deformación simple propuesto por Menegotto-Pinto (1973) y modificado por Filippou (1983), que considera las leyes de endurecimiento isotrópico por deformación. Este modelo es eficiente para el modelamiento de estructuras de hormigón armado, que estén sometidas a cargas cíclicas. (Seismosoft Ltd., 2020)

Figura 5

Modelo Menegotto-Pinto para cargas cíclicas.



Fuente: (Dhakal & Maekawa, 2002)

Como se indica en la Figura 5, (Dhakal & Maekawa, 2002) utiliza una curva de transición asintótica a las tangentes en el punto de inversión de deformación, es decir, el origen y la deformación máxima (punto objetivo). Las siguientes ecuaciones representan la relación esfuerzo-deformación.

$$\sigma_{eq} = b \varepsilon_{eq} + \frac{(1-b)\varepsilon_{eq}}{(1 + \varepsilon_{eq}^R)^{1/R}}$$

$$\varepsilon_{eq} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_o - \varepsilon_r}; \quad \sigma_{eq} = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_o - \sigma_r}$$

$$R = R_o - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$$

Donde según (Dhakal & Maekawa, 2002) :

b = Relación de endurecimiento por deformación definida por la relación entre la pendiente prevista en el punto objetivo y la rigidez de descarga/recarga en el origen.

$(\varepsilon_{eq}, \sigma_{eq})$ = La deformación y esfuerzo normalizados, donde $(\varepsilon_o, \sigma_o)$ es la intersección de las dos tangentes y $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ el origen.

R = Parámetro que influye en la forma de la curva de transición.

ξ = Es la diferencia de deformaciones entre el punto de intersección de las tangentes y el punto objetivo. (Punto B) con respecto a la deformación de fluencia.

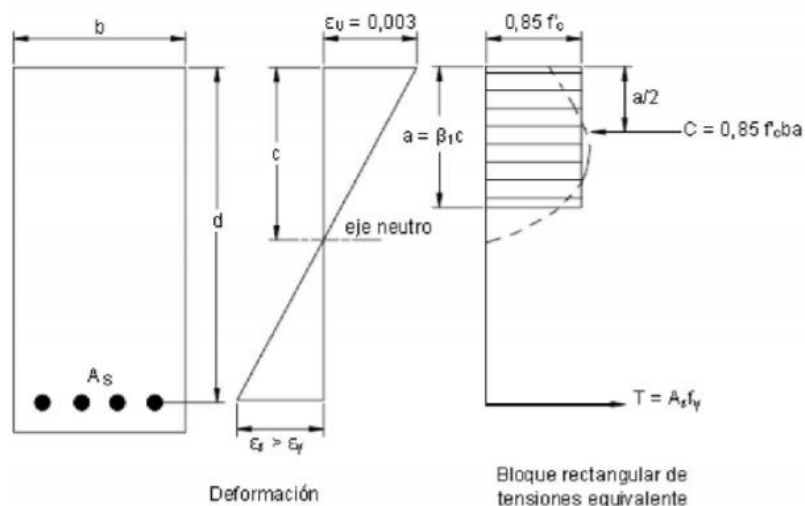
R_o = Valor del parámetro R durante la primera carga y debe definirse experimentalmente con las constantes a_1 y a_2 .

Modelo rectangular equivalente

El bloque de compresión de Whitney propuso la utilización de un bloque de compresión rectangular, cuya área sea equivalente a lo que queda bajo la curva real y cuyo centro de gravedad coincida aproximadamente con el centro de gravedad de la curva real. Ver Figura 6 (Osses Espinoza , 2015)

Figura 6

Modelo rectangular equivalente



Fuente: (Osses Espinoza , 2015)

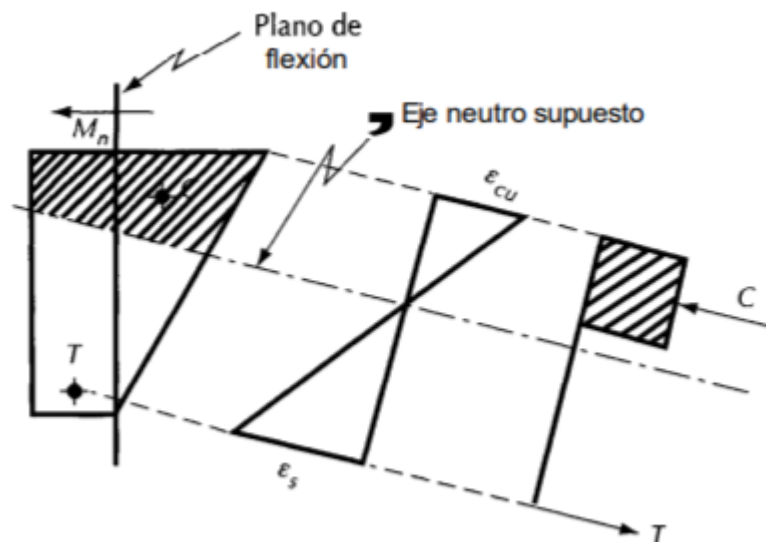
Los ensayos demuestran que el modelo de Whitney es conservador en cuanto al cálculo de la fuerza de compresión, lo que provoca que la verdadera

posición del eje neutro sea ligeramente superior a la que aparece en los cálculos. Esto es beneficioso desde el punto de vista de la seguridad de la ductilidad de las estructuras de hormigón armado. (Osses Espinoza , 2015)

Cuando existe asimetría en la sección, se requiere verificar el equilibrio de fuerzas, es decir que la resultante de fuerzas de compresión sea igual a la resultante de fuerzas de tensión, además que ambas resultantes queden en el plano de flexión o estén contenidas en un plano paralelo a él como se presenta en la Figura 7. (González Cueva, 2005)

Figura 7

Flexión asimétrica de una sección (caso 1).

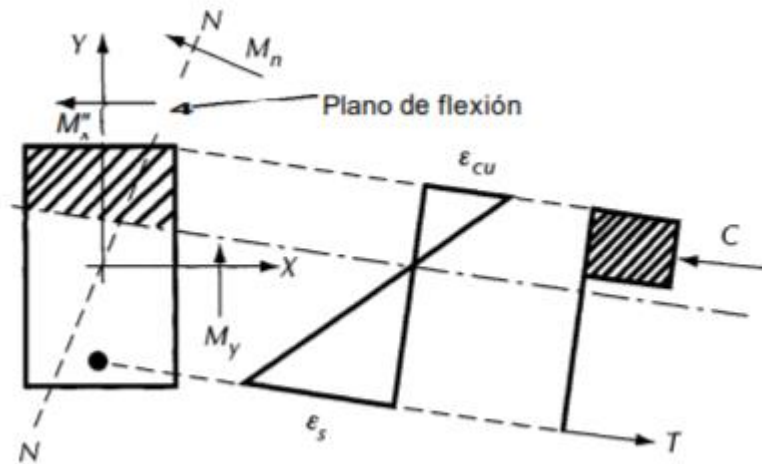


Fuente: (González Cueva, 2005)

Otro caso de asimetría, es cuando el plano de flexión está inclinado con respecto a dos ejes de simetría (Ver Figura 8) y se obtiene un momento nominal resistente de la sección. (González Cueva, 2005)

Figura 8

Flexión asimétrica de una sección (caso 2).



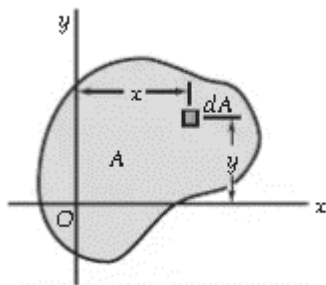
Fuente: (González Cueva, 2005)

Propiedades geométricas

Momento de inercia

Figura 9

Momento de inercia de una sección A.



Fuente: (Beer , Johnston , DeWolf , & Mazurek , 2009)

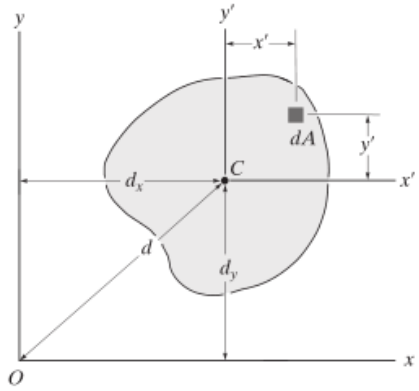
El momento de inercia es una propiedad geométrica que se calcula respecto a un eje, para una sección A (Ver Figura 9) se define según (Beer , Johnston , DeWolf , & Mazurek , 2009) como:

$$I_x = \int_A y^2 d_A \quad (13)$$

$$I_y = \int_A x^2 d_A \quad (14)$$

Figura 10

Momento de inercia de una sección A con respecto a un eje.



Fuente: (Hibbeler, 2011)

(Hibbeler, 2011) establece que si se requiere encontrar el momento de inercia con respecto un eje arbitrario x , se utiliza el teorema de los ejes paralelos. Donde un elemento diferencial d_A se encuentra a una distancia y' arbitraria del eje centroidal x' mientras que la distancia fija entre los ejes paralelos x y x' es d (Ver Figura 10) Como el momento de inercia de d_A respecto al eje x es $dI_x = (y' + d_y)^2 d_A$, lo cual para toda el área se resulta:

$$I_x = \overline{I_{x'}} + Ad_y^2 \quad (15)$$

$$I_y = \overline{I_{y'}} + Ad_x^2 \quad (16)$$

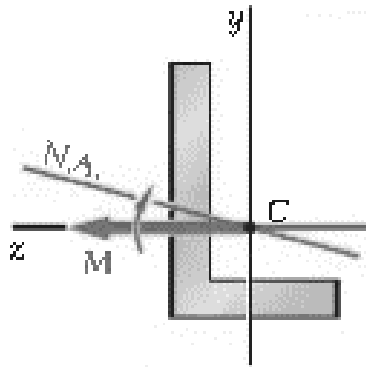
Flexión asimétrica o biaxial

La flexión asimétrica existe cuando los pares de flexión no actúan en un plano de simetría del elemento, debido a que actúan en un plano diferente o porque el elemento carece de plano de simetría. Se supone que el par ejercido sobre la sección actúa en un plano vertical y se ha representado mediante un momento horizontal 'M' (Ver Figura 11). Sin embargo, como el plano vertical no es simétrico, el

elemento no se flexiona en ese plano y el eje neutro tampoco coincide con el eje del par. (Beer , Johnston , DeWolf , & Mazurek , 2009)

Figura 11

Sección transversal de un elemento.

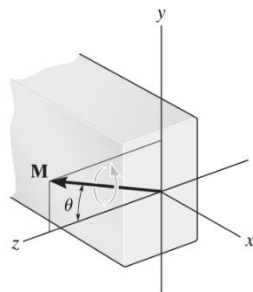


Fuente: (Beer , Johnston , DeWolf , & Mazurek , 2009)

Cuando en un elemento, 'M' no actúa sobre uno de los ejes principales de la sección transversal (Ver Figura 12); el momento debe descomponerse en los componentes dirigidos a lo largos de cada eje principal y el esfuerzo en un punto dado se determina mediante la superposición del esfuerzo causado por cada una de las componentes del momento. (Hibbeler, 2011)

Figura 12

Sección sometida a momento arbitrario.



Fuente: (Hibbeler, 2011)

$$M_z = M \cos \theta \quad (17)$$

$$M_y = M \operatorname{sen} \theta \quad (18)$$

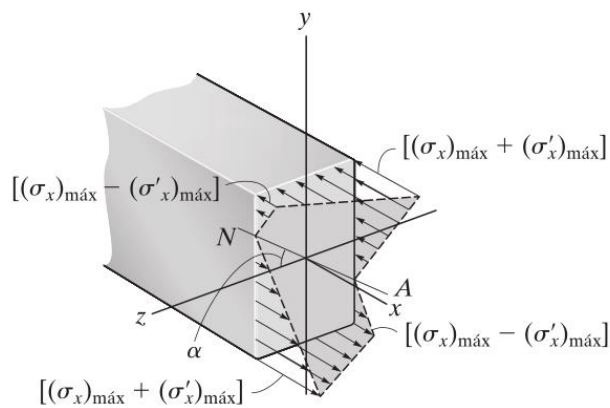
Aplicando la fórmula de flexión a cada componente y sumando resultados algebraicamente, se tiene el esfuerzo normal resultante en cualquier punto de la sección transversal. Las componentes del momento interno resultante serán positivas si están dirigidas a lo largo de los ejes $+y$ y $+z$. Si el esfuerzo resultante es positivo se encuentra en tensión caso contrario en compresión. (Hibbeler, 2011)

$$\sigma = \frac{M_z y}{I_z} + \frac{M_y z}{I_y} \quad (19)$$

Orientación del eje neutro

Figura 13

Distribución de esfuerzos normales en una sección.



Fuente: (Hibbeler, 2011)

Debido a que el esfuerzo normal no actúa sobre el eje neutro (Ver Figura 13) se utiliza la ecuación de esfuerzo normal resultante; donde $\sigma = 0$. Por lo tanto:

$$y = \frac{M_y I_z}{M_z I_y} z \quad (20)$$

Reemplazando $M_z = M \cos \theta$ y $M_y = M \operatorname{sen} \theta$, se tiene la ecuación que define el eje neutro y su pendiente:

$$y = \left(\frac{I_z}{I_y} \tan \theta \right) z \quad (21)$$

$$\tan \alpha = \frac{I_z}{I_y} \tan \theta \quad (22)$$

Momento-Curvatura

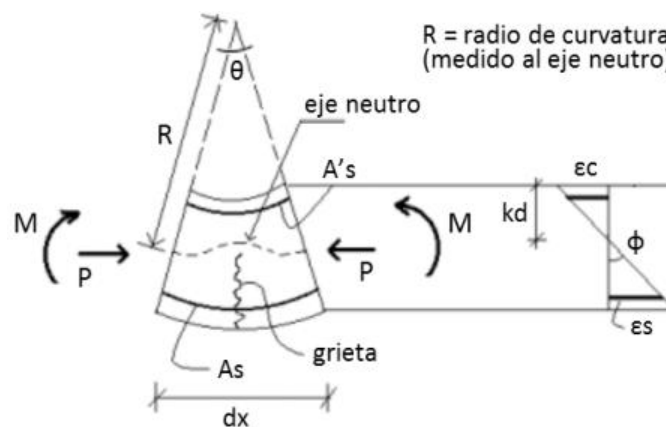
Curvatura

Es el cambio de rotación existente en una sección, es decir, es el cambio de giro por unidad de longitud de un elemento sometido a flexión. En la Figura 14, se indica el estado interno de deformaciones de una sección genérica de hormigón armado. (Chang Tokushima, 2015).

Además, la curvatura es el ángulo que forman con la vertical, la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias en la sección. (Chang Tokushima, 2015).

Figura 14

Estado interno de deformaciones de una sección de concreto.



Fuente: (Chang Tokushima, 2015)

Momento- Curvatura

Una vez finalizado el diseño estructural, es de gran importancia conocer la relación momento-curvatura de las secciones de sus elementos, con el objetivo de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura, la máxima capacidad a

flexión del elemento y con ello comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño. (Aguiar, 2003)

El diagrama momento-curvatura es relevante en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, porque permite la rápida visualización de que tan dúctil y resistente es un miembro. El área bajo la curva es la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de post-fluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo. (Romero & Quiroga, 2015)

Además, es la representación gráfica del lugar geométrico definido por los momentos flectores y las curvaturas relacionadas a estos para una sección determinada. (Chang Tokushima, 2015)

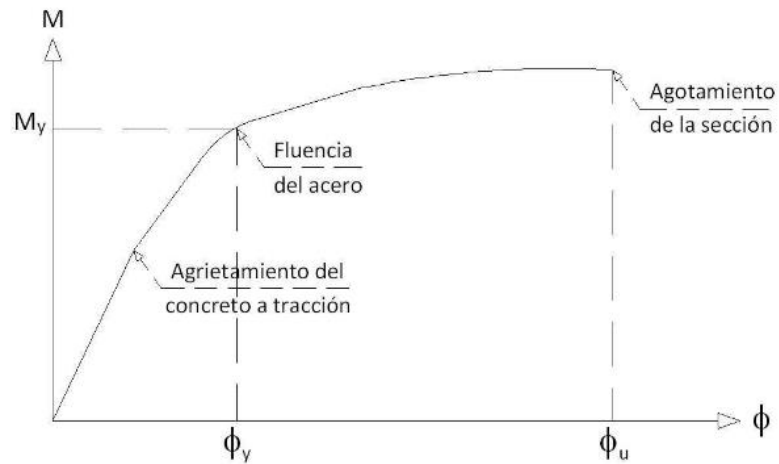
La construcción de dichos diagramas es un proceso aproximado en donde se determinan puntos discretos de momento-curvatura de una sección, que en conjunto describen la historia continua de carga mediante su interpolación. Además, permite entender el desarrollo de rótulas plásticas y redistribución de momentos flectores. (Chang Tokushima, 2015)

El diagrama $M - \phi$ es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del hormigón y del acero. (Aguiar, 2003)

Una forma de definir la relación entre la carga y el desplazamiento es mediante el diagrama $M - \phi$, identificando gráficamente todo el proceso de carga del elemento mientras se va deformando y deteriorando en su interior. La utilidad de este análisis $M - \phi$ radica en que de este diagrama se extraen la curvatura y el momento de fluencia y la curvatura y el momento último, pasando por los estados límites de manera detallada como se observa en la Figura 15. (Ospina, 2012)

Figura 15

Estados Límites en el diagrama Momento- Curvatura.



Fuente: (Ospina, 2012)

Relación constitutiva Momento Curvatura

La relación $M - \phi$ es uno de los recursos más utilizados en el análisis de los elementos de hormigón armado.

La deducción de la ley constitutiva que relaciona la curvatura y el momento se presenta a continuación:

$$\epsilon = -\frac{y}{\rho} \quad (23)$$

Donde:

y : distancia en donde se produce la deformación máxima en la fibra más externa

ρ : radio de curvatura.

En donde: ϵ indica que la deformación normal longitudinal de cualquier elemento depende de su ubicación y de la sección transversal, y del radio de curvatura del eje longitudinal del muro en ese punto. (Hibbeler, 2011)

Seguido se presenta la fórmula de la flexión:

$$\sigma = -\frac{My}{I} \quad (24)$$

Mediante la ley de Hooke, $\sigma = E\epsilon$, se puede relacionar la Ec.(23) con la distribución de esfuerzos sobre el área de la sección transversal.

$$E\epsilon = -\frac{My}{I}$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{IE}$$

$$\phi = \frac{M}{IE} \quad (25)$$

Entonces se obtiene la ecuación (25) que relaciona el momento y la curvatura de los elementos de hormigón armado, es decir es la curva en el elemento o la rotación por longitud unitaria del muro.

Diagrama de Momento -Curvatura Bilineal

Consiste en una rama elástica inicial y un desempeño plástico final. La rama elástica no debe basarse en la rigidez inicial de la sección no agrietada, por su baja respuesta sísmica. Lo apropiado es utilizar la rigidez secante desde el origen hasta el primer rendimiento como la rigidez efectiva elástica. (Priestley , Calvi , & Kowalsky, 2007)

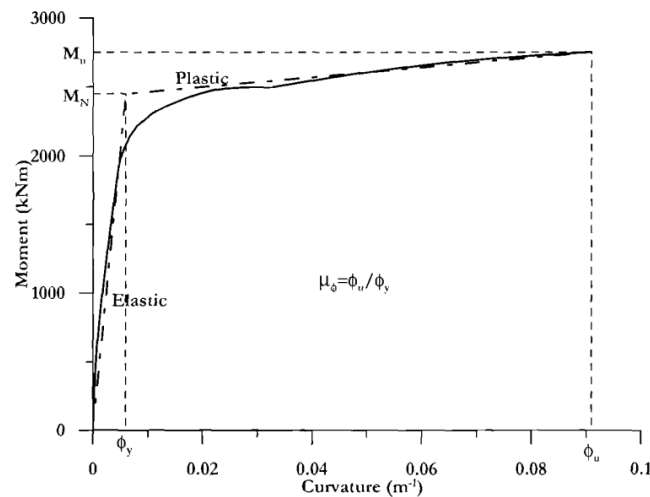
El estado de desempeño de primera fluencia en la respuesta de momento-curvatura se define cuando la barra de acero de refuerzo más alejada del eje neutro alcanza el límite elástico, o cuando la fibra extrema de hormigón a compresión (a distancia máxima desde el eje neutro) alcanza una deformación de 0.002, el que ocurre primero. El momento se denota como M_y y la curvatura ϕ'_y en la primera fluencia. La línea de rigidez elástica se extrapola hasta la capacidad nominal del momento, definido por la deformación extrema de la fibra en compresión de 0.004 o

una tensión extrema de la barra de acero de refuerzo de 0.015, el que ocurre primero. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

El rango plástico se define conectando el punto nominal de fluencia (M_N, ϕ_y) con la condición última: (M_u, ϕ_u) como se indica en la Figura 16.

Figura 16

Momento-Curvatura.



Fuente: (Priestley , Calvi , & Kowalsky, 2007)

La curvatura nominal correspondiente es ϕ_y : (Priestley , Calvi , & Kowalsky, 2007)

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi'_y \quad (26)$$

La rigidez elástica es la pendiente del rango inicial:

$$EI_{el} = \frac{M_y}{\phi'_y} = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (27)$$

Y la rigidez del rango plástico está definido por:

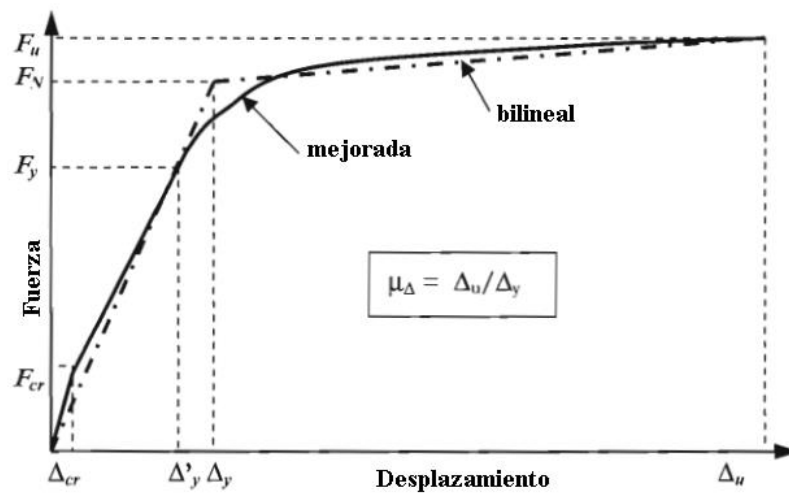
$$EI_{pl} = \frac{M_u - M_N}{\phi_u - \phi_y} \quad (29)$$

La curva de fuerza-desplazamiento bilineal resultante se muestra en la línea entrecortada que generalmente se utiliza para fines de diseño, mientras que la curva mejorada es adecuada para predecir la respuesta experimental. Ver Figura 17.

(Priestley , Calvi , & Kowalsky, 2007)

Figura 17

Respuesta de Fuerza-Desplazamiento



Fuente: (Priestley , Calvi , & Kowalsky, 2007)

Curvatura de fluencia de una sección

Según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), la curvatura de fluencia ϕ_y corresponde a un valor que es función de las propiedades geométricas de la sección, en la medida que se proporciona una profundidad del elemento mejorando la inercia y de la deformación unitaria del acero ε_y , siendo este el estado límite que define la fluencia como tal.

(Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), proponen la siguiente expresión para determinar la curvatura de fluencia para muros rectangulares de hormigón armado:

$$\phi_y = 2.00 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (28)$$

En donde l_w es la profundidad de la sección del muro.

Se aplica la curvatura de fluencia para la “esquina” de la aproximación bilineal equivalente de la respuesta fuerza/deformación.

En el diseño por desplazamiento, el concepto de curvatura de fluencia nos sirve para identificar uno de los estados límites de diseño de una estructura, para lo cual se debe establecer las curvaturas de fluencia de los elementos ϕ_y , y así calcular el desplazamiento de fluencia Δ_y . Si se selecciona un desplazamiento de diseño máximo Δ_d , es posible deducir la ductilidad de desplazamiento $\mu_\Delta = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$ (Ver Figura 17) lo que permite calcular el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura.

Momento- Rotación

La rótula plástica es un concepto teórico que idealiza el comportamiento de una sección de hormigón en la cual la armadura a tracción alcanza la fluencia, entonces se forma una articulación capaz de girar sin resistir mayor momento (Ver Figura 19). En el diseño tradicional, ésta se forma en la zona cercana a la base del muro cuando se desarrolla el momento de fluencia de la sección. Al aumentar la sollicitación, se produce una redistribución de esfuerzos que puede generar otras rótulas plásticas. (Bastias, 2018)

La no linealidad puede ser implementada en el modelo con rótulas plásticas asignadas en los posibles lugares en donde se pueden producir articulaciones plásticas, en algunos casos en los extremos de los elementos. Además, una rótula plástica está definida por aproximaciones multi-lineales de la relación momento-rotación calculada a partir de la relación momento-curvatura. La rotación plástica, θ_p , se obtiene integrando la curvatura en la longitud plástica. (Gelbez, 2009)

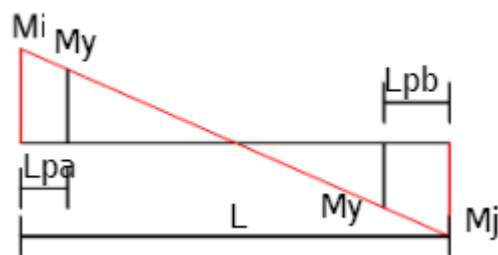
Para el cálculo de análisis no lineales el código ASCE 41 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*), no da parámetros para definir diagramas de

momento-curvatura sino diagramas momento–rotación basados en características, comportamiento y utilización de las secciones. (Mora & Aguiar, 2015)

Para calcular la longitud de la rótula plástica: en la Figura 18 se puede ver que los momentos máximos serán M_i y M_j , el límite donde fluye la sección es M_y , además se supone que el diagrama de momento es lineal (lo cual puede no ser real si la carga gravitacional es muy grande). (Mora & Aguiar, 2015)

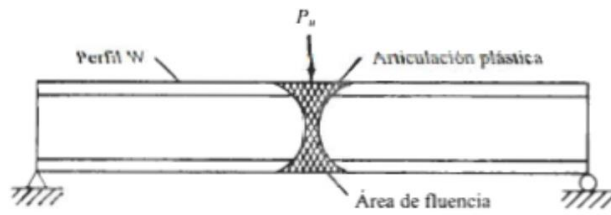
Figura 18

Diagrama de momentos de viga de longitud L .



Fuente: (Mora & Aguiar, 2015)

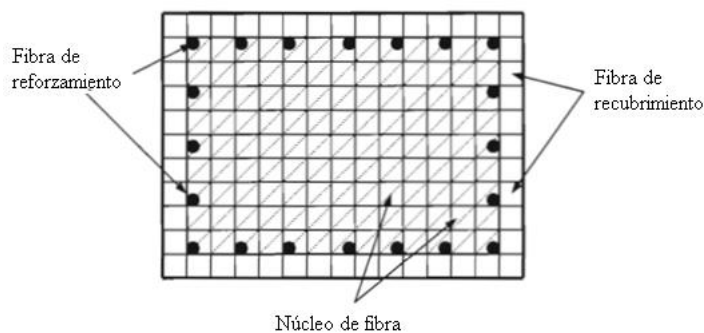
Imaginariamente se aplica una carga “P” al elemento estructural, la misma que va aumentando de manera gradual hasta llegar al “Pu”, es capaz de producir plastificación total en una zona del elemento la cual se extiende a un área de influencia, y en donde se pierde el momento resistente mientras que se generan rotaciones significativas con pequeños incrementos de esfuerzos, lo que quiere decir que existe la presencia de una articulación o rótula plástica, efecto que puede ser representado en los diagramas de momento rotación. (McCormac, 2002)

Figura 19*Articulación plástica.*

Fuente: (McCormac, 2002)

Modelo de fibras o análisis de secciones

Para obtener un grado de sofisticación en el modelado de los elementos se puede utilizar modelos de: línea, fibra o elementos sólidos. (Priestley , Calvi , & Kowalsky, 2007)

Figura 20*Modelo de las fibras.*

Fuente: (Priestley , Calvi , & Kowalsky, 2007)

Para estructuras de hormigón se basan en representar la sección transversal de los miembros lineales por un número de fibras biaxiales, representando por separado el hormigón y el acero de refuerzo como se ve en la Figura 20. La longitud del miembro se divide en un número de segmentos, y se basan en la ley de Bernoulli donde las secciones planas permanecen planas.

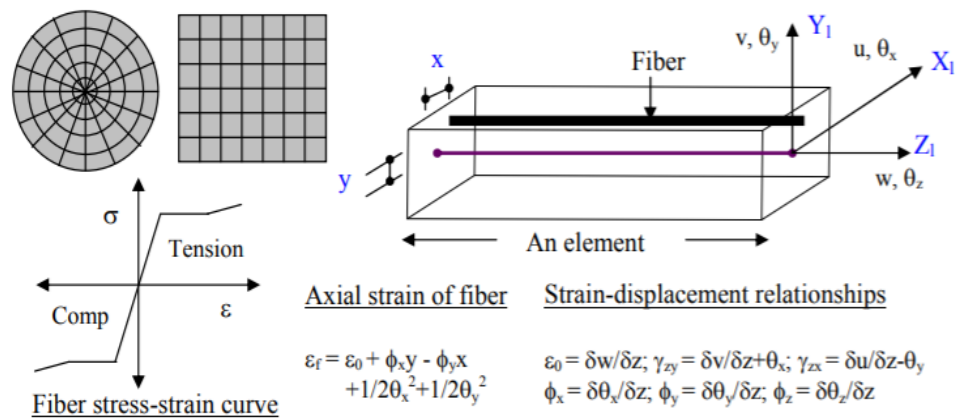
Para un modelo de fibra, la geometría de la sección transversal se prescribe con las fibras y elementos de hormigón y acero se concentran para permitir el

modelado de un elemento. Es importante utilizar suficientes fibras para definir el gradiente de deformación en equilibrio para una carga dada y suficiente armado para capturar el comportamiento del muro; sin embargo, el uso de muchas fibras y elementos pueden aumentar sustancialmente el tiempo de ejecución y dar lugar a problemas de convergencia. (Wallace W, 2012)

Discretización de la sección

El método de las fibras en una estructura se utiliza para deducir el comportamiento de cada una de ellas, según el material y las solicitaciones impuestas. Por lo tanto, las características de un elemento están compuesta por las características integradas de cada fibra.

En esta técnica, cada elemento se representa usando una sola línea que coincide con el eje central de la estructura. La sección transversal se divide en muchas celdas o subelementos (Ver Figura 21). Bajo la hipótesis "las secciones planas permanecen planas después de deformarse". Para cada deformación de fibra a lo largo del eje del elemento finito, la respuesta se calcula utilizando los modelos constitutivos del material que representa el comportamiento local. (Dhakal & Maekawa, 2002)

Figura 21*Técnica de fibras.*

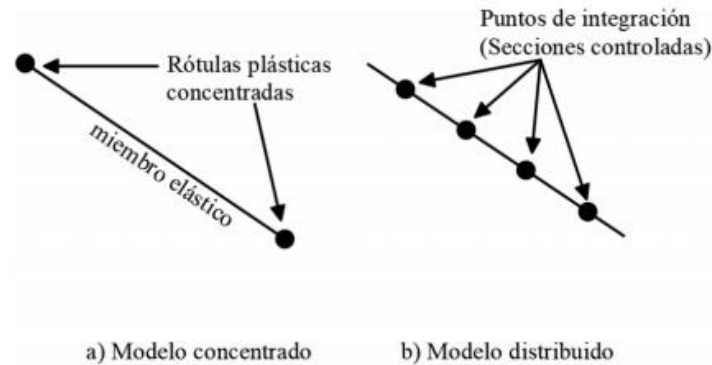
Fuente: (Dhakal & Maekawa, 2002)

Elementos de plasticidad distribuida

En los modelos de plasticidad distribuida la no linealidad del material se asigna a las secciones de cada uno de los puntos de integración que se encuentran a lo largo de todo el elemento. (Ver Figura 22) Esto significa que, al ser todas las secciones de un elemento discretizadas numéricamente, estas pueden adquirir un comportamiento no lineal de manera progresiva a lo largo del mismo, definiendo así el comportamiento del elemento a través de una integración ponderada de la respuesta de cada una de estas secciones. (Martínez & Pozo, 2018)

Figura 22

Discretización de modelo concentrado frente al modelo distribuido.



Fuente: (Martínez & Pozo, 2018)

Estos modelos permiten definir con facilidad las propiedades de resistencia y rigidez de los miembros y conexiones de la estructura mediante ecuaciones empíricas, lo que además da a este tipo de modelos la ventaja de ser computacionalmente eficientes. (Martínez & Pozo, 2018)

Diseño Basado en Desplazamiento.

El diseño basado por desplazamiento que por sus siglas en inglés se conoce como DDBD (*Direct Displacement Based Design*), se enfoca en el uso del espectro de respuesta de desplazamiento como la base para el cálculo del cortante basal. El método DDBD es considerado como uno de los enfoques de diseño más simples para el análisis de estructuras de múltiples grados de libertad. (Rivas & Vásquez, 2017)

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño), que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño. Constituye una alternativa al DBF para el diseñador. Es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para sistema elástico equivalente). (NEC-SE-DS, 2015)

Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas. (NEC-SE-DS, 2015)

En este método la estructura es caracterizada por la rigidez secante y el amortiguamiento equivalente al de una estructura de un grado de libertad. Este diseño está basado en alcanzar un estado límite de desplazamiento especificado. Definiendo ya sea por los límites de tensión del material o límites de derivas no estructurales obtenidos a partir de los códigos de diseño bajo el nivel de intensidad sísmica de diseño. (Rivas & Vásquez, 2017)

A continuación, se presenta el procedimiento a utilizar para el método del DDBD propuesto por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007):

1. Obtener la curvatura de fluencia para una sección de un muro de hormigón armado tipo L.
2. Obtener el perfil de desplazamientos de fluencia:

$$\Delta_{yi} = \frac{\phi_y}{2} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) \quad (29)$$

Donde:

H_i : altura de piso

H_n : altura total de la estructura

3. Calcular el límite de curvatura

$$\phi_{ls} = \frac{1.2\varepsilon_{s,máx}}{l_w} \quad (30)$$

Donde:

$\varepsilon_{s,m\acute{a}x}$: deformación límite del acero

ε_{su} : deformación unitaria límite del acero igual a 0.10

$$\varepsilon_{s,m\acute{a}x} = 0.6\varepsilon_{su} \quad (31)$$

4. Calcular el perfil de desplazamientos de diseño.

El perfil de desplazamiento de diseño es la combinación del perfil de desplazamiento de fluencia (Ec. 30) y los desplazamientos plásticos Δ_{pi} .

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\phi_y}{2} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) + \theta_p H_i \quad (32)$$

Donde:

θ_p : Rotación plástica en la parte superior del muro

H_i : Altura acumulada de piso.

Para determinar cómo se calcula la rotación plástica del muro, se realizan dos tipos de controles:

a) Control por deformaciones unitarias

$$\theta_p = (\phi_{ls} - \phi_y) * L_p \quad (33)$$

L_p es la longitud de la rótula plástica que se forma en la sección y se calcula de la siguiente forma:

$$L_p = k \cdot H_e + 0.1lw + L_{sp} \quad (34)$$

$$k = 0.15(fu/fy - 1) \leq 0.06 \quad (35)$$

$$fu = 1.25 \cdot fy \quad (36)$$

L_{sp} corresponde a la longitud de penetración de la deformación unitaria en la base y se calcula:

$$L_{sp} = 0.22f_{ye} \cdot d_{bl} \quad (37)$$

Donde:

f_{ye} : esfuerzo de fluencia del acero en Mpa

d_{bl} : diámetro de la varilla longitudinal en mm

b) Control por deriva

Para los edificios con muros en voladizo las derivas máximas ocurrirán en la planta superior. El valor de esta deriva puede estar limitado por el límite máximo de deriva impuesta por el código (Normativa Ecuatoriana de la Construcción), o por la capacidad de rotación plástica de la base de la rótula plástica. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

$$\theta_{dn} = (\theta_{yn} + \theta_p) \quad (38)$$

$$\theta_{yn} = \frac{\phi_y * H_n}{2} \quad (39)$$

Donde:

θ_{dn} : Deriva crítica en la parte superior del muro.

θ_{yn} : Deriva de fluencia en la parte superior del muro.

Finalmente, se realiza el siguiente análisis:

Si $\theta_{dn} < \theta_c$, el perfil de desplazamientos de diseño será gobernado por las deformaciones unitarias y la rotación plástica se calculará como: $\theta_p = (\phi_{ls} - \phi_y) * L_p$

Donde:

θ_c : Deriva límite impuesta por la normativa

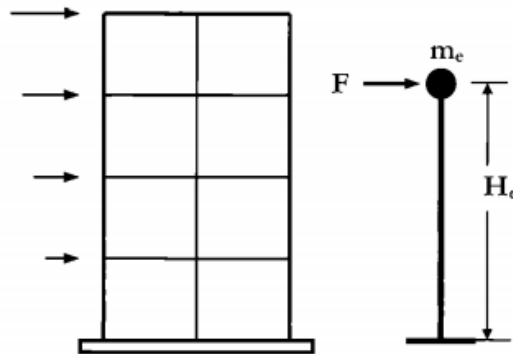
Si $\theta_{dn} > \theta_c$, el perfil de desplazamientos de diseño será gobernado por las derivas y la rotación plástica se calculará como:

$$\theta_p = \theta_c - \theta_{yn} \quad (40)$$

- Transformar el sistema de múltiples grados de libertad al SDOF (Sistema de un grado de Libertad como se muestra en la Figura 23).

Figura 23

Simulación SDOF



Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

- Desplazamiento de diseño equivalente SDOF

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (41)$$

En donde m_i y Δ_i son las masas y desplazamientos de las n ubicaciones de masas significativas respectivamente.

Para edificios de varios pisos, estos normalmente estarán en los n pisos del edificio.

- Masa Efectiva

Considerando la masa que participa en el primer modo inelástico de vibración, la masa efectiva del sistema para la estructura sustitutiva es (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007):

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (42)$$

c) Altura Equivalente

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (43)$$

d) Desplazamiento de fluencia equivalente

$$\Delta_{ye} = \frac{\phi_y}{2} H_e^2 \left(1 - \frac{H_e}{3H_n} \right) \quad (44)$$

e) Amortiguamiento viscoso equivalente para edificios con muros de concreto

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.44 \left(\frac{\mu_\Delta - 1}{\mu_\Delta \pi} \right) \quad (45)$$

Donde el desplazamiento de ductilidad de diseño es:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_d}{\Delta_{ye}} \quad (46)$$

6. Determinar el cortante en la base del muro

a) Espectro sísmico elástico de diseño en desplazamiento

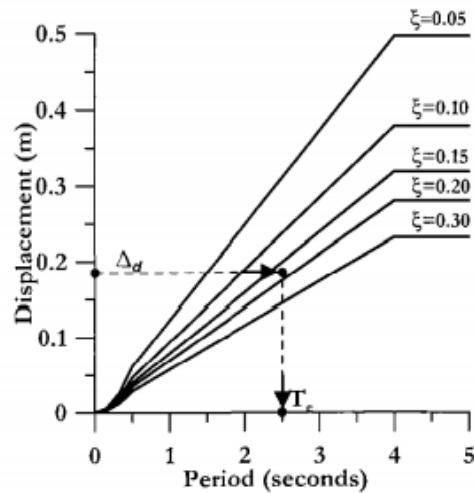
$$S_{d,\xi_{eq}} = S_{d,5\%} \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (47)$$

Donde:

$S_{d,5\%}$: Es el espectro elástico de diseño de desplazamiento (Ver Figura 24) (definido para una fracción del amortiguamiento respecto igual al crítico a 5%).

Figura 24

Espectro de desplazamiento de diseño



Fuente: (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

b) Período efectivo

$$T_e = \frac{\Delta_d * T_{S_d(5\%)}}{S_{d,\xi_{eq}}} \quad (48)$$

Donde:

T_c : Período en la esquina del espectro de desplazamiento al 5%

c) Rigidez efectiva

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (49)$$

Donde:

m_e : masa efectiva de la estructura que participa en el modo fundamental de vibración

d) Cortante en la base

La fuerza lateral de diseño es también el cortante de diseño en la base del elemento.

$$F = V_B = k_e \Delta_d \quad (50)$$

7. Cálculo de corte y momento a lo largo de los muros

a) Corte de diseño

$$F_{ij} = V_{Bj} \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (51)$$

b) Momento de diseño

$$M_{Bj} = \sum_{i=1}^n (F_{ij} H_i) \quad (52)$$

Capítulo III

Modelamiento numérico

Metodología de desarrollo del proyecto

El desarrollo de proyecto está conformado por tres etapas:

La primera etapa es la comparación de los resultados de 12 ensayos experimentales presentados en el trabajo “Límites de deformación en muros de hormigón armado de sección L: Experimento y evaluación” (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) con 12 modelos numéricos desarrollados en el software SeismoStruct V2020. En esta etapa se detalla las propiedades geométricas, mecánicas y cargas aplicadas en los modelos para el procesamiento y obtención de curvas de respuesta histerética y de esta manera poder comparar los resultados obtenidos del trabajo experimental con los resultados obtenidos del software computacional SeismoStruct V2020.

La segunda etapa consiste en realizar el modelamiento y procesamiento de 624 muros de hormigón armado tipo L en SeismoStruct V2020, con variaciones de geometría, cuantía de armado y carga axial aplicada. En esta etapa se obtiene el valor de curvatura de fluencia de cada modelo numérico, el cual sirve para crear una base de datos estadísticos y determinar una ecuación de curvatura de fluencia para muros tipo L.

Finalmente, se realiza un ejercicio de diseño implementando la ecuación de curvatura de fluencia previamente obtenida para el modelamiento y diseño de una edificación de hormigón armado con muros tipo L diseñado con el método de DDBD.

Modelos experimentales con software especializado

Se realiza el desarrollo de la primera etapa que consiste en la comparación de los resultados del trabajo de Han , Chen , Ji, Xie , & Lu con los modelos desarrollados en el software SeismoStruct V2020.

Comparación de los modelos numéricos con los ensayos experimentales.

A continuación, se presenta un resumen del desarrollo de los modelos experimentales desarrollados en el trabajo “Límites de deformación en muros de hormigón armado de sección L: Experimento y evaluación” (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) y el resumen del desarrollo de los modelos numéricos en SeismoStruct V2020.

Desarrollo de modelos

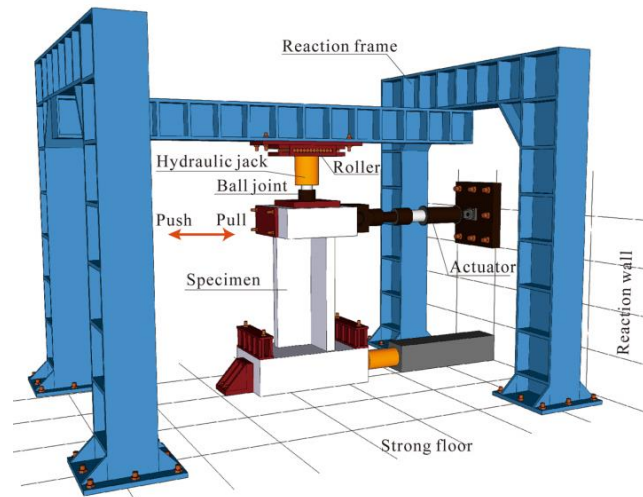
Los ensayos experimentales en los que se basa el presente proyecto son referenciados al trabajo de Han, Chen, Ji, Xie, & Lu, (2018), en el cual se diseñaron y crearon 12 muestras de muros estructurales de hormigón armado tipo L, sometidos a cargas laterales axiales y cíclicas. Las variables utilizadas son: la relación de longitud, la relación de carga axial y la relación de refuerzo longitudinal de los elementos de borde.

En cada ensayo se restringen los desplazamientos horizontales en la base de la muestra, así como los momentos de volcamiento. En la parte superior se aplican cargas axiales constantes mediante un gato hidráulico sobre una placa metálica ubicada sobre la viga de hormigón (Ver Figura 25)

Para la carga lateral se utiliza un actuador que empuja y contrae la parte superior de la viga provocando tensión y compresión en las paredes del muro (Ver Figura 25). Antes de que el muro ceda, la carga lateral fue aplicada de manera controlada en cada nivel de carga.

Figura 25

Procedimiento de carga.



Fuente: (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Se colocaron dispositivos de medición en cada espécimen tanto interna como externamente, para registrar tensiones y desplazamientos. Además, se presentaron las tendencias de agrietamiento, los patrones de trituración del concreto y los modos de falla final de cada una de las muestras. (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Propiedades geométricas y refuerzo.

Se diseñó y construyó 12 muestras de muros estructurales de hormigón armado tipo L en laboratorio. Todas las muestras con igual longitud y mismas dimensiones de sección transversal de $0.65 \times 0.65 \times 0.13 \text{ m}$, como se indica en la Tabla 2.

Los ensayos se dividen en tres grupos debido a la variación de altura de los muros de 1.20, 1.60 y 2.00 m, como se indica en la Tabla 2.

Dentro de un grupo, las diferencias entre cada espécimen de muros son la relación de carga axial (n) y el refuerzo longitudinal del elemento de borde (ρ), que se tabulan en la Tabla 2.

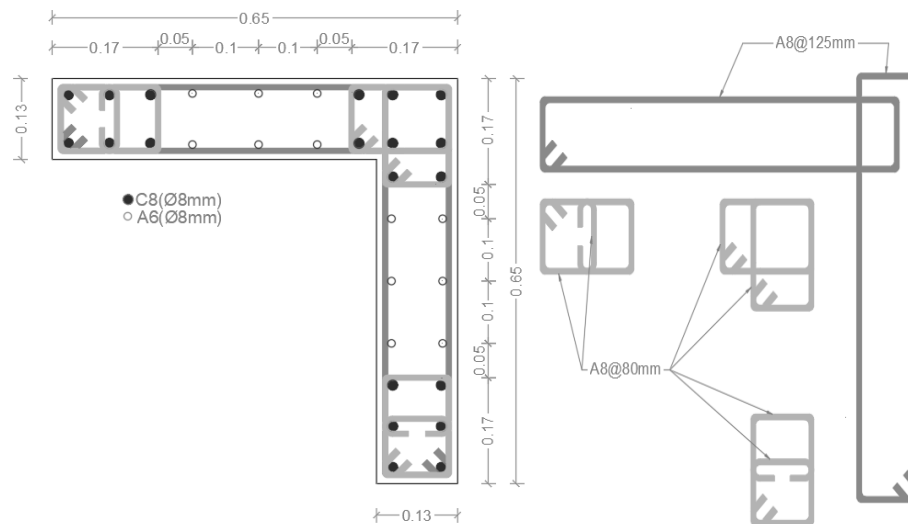
Tabla 2*Resumen de las muestras de ensayo.*

Grupo	N°	H (m)	n	Elementos de borde (ρ)		Refuerzo Distribuido	
				Refuerzo longitudinal	Estribo	Vertical	Horizontal
1	LW1	1.20	0.12	6C8	A8@80	A6@100	A8@125
	LW2		0.12	6C10			
	LW3		0.30	6C8			
	LW4		0.30	6C10			
2	LW5	1.60	0.12	6C8	A8@80	A6@100	A8@125
	LW6		0.12	6C10			
	LW7		0.30	6C8			
	LW8		0.30	6C10			
3	LW9	2.00	0.12	6C8	A8@80	A6@100	A8@125
	LW10		0.12	6C10			
	LW11		0.30	6C8			
	LW12		0.30	6C10			

Nota: n : es la relación de carga axial, definida como $n = P/(f_c' A_g)$, en donde P es la carga axial aplicada, f_c' es la resistencia a la compresión del cilindro del hormigón, A_g es el área bruta de la sección transversal. Tomado de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Figura 26

Detalle de armado de la muestra LW1.



Para el detalle de las varillas de refuerzo utilizados en todos los especímenes (Ver Tabla 2). Además, se proporciona confinamientos adicionales en los elementos de borde mediante varillas de 8 mm de diámetro cada 80 mm. Los estribos cerrados con ganchos estándar de 135 grados. (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Propiedades mecánicas y cargas aplicadas.

Se impusieron dos tipos de cargas axiales en la parte superior de las muestras, con relaciones de carga axial de $n = 0,12$ para 6 muros y $n = 0,30$ para los restantes según corresponda. Bajo la misma carga axial, las proporciones de refuerzo longitudinal del elemento de borde del 1,36% y el 2,13% se emplearon por separado para reforzar las paredes. Las pruebas se realizaron en dos categorías, y las propiedades medidas del concreto y el refuerzo adoptadas para cada una se resumen en la Tabla 3 y Tabla 4, respectivamente. (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018).

Tabla 3*Propiedades mecánicas del concreto.*

Grupo	Fuerza de cubo f_{cu}	Resistencia a la compresión
	(MPa)	f_c' (MPa)
1	36.71	27.9
2,3	26.69	20.28

Fuente: (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Tabla 4*Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.*

Grupo	N°	Diámetro	Grado	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
		(mm)				
1	A6	6	HPB300	467	660	210000
	A8	8	HPB300	364	573	210000
	C8	8	HRB400	426	653	200000
	C10	10	HRB400	533	687	200000
2,3	A6	6	HPB300	467	707	210000
	A8	8	HPB300	364	497	210000
	C8	8	HRB400	426	637	200000
	C10	10	HRB400	533	586	200000

Fuente: (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Estados de desempeño

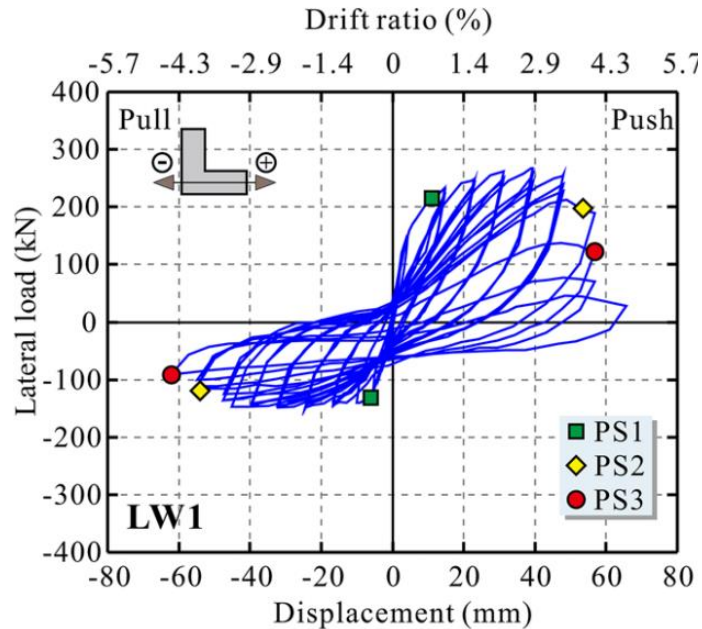
El código chino JGJ 3-2010 introduce cinco niveles de desempeño para los miembros estructurales que son: sin daños, daños menores, daños ligeros, daños moderados y daños severos limitados, de los cuales no se proporcionan los límites de deformación. (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Las estrategias de reparación para los miembros estructurales dañados por terremotos a menudo se basan en la inspección visual. En una evaluación posterior al terremoto, los ingenieros calificados generalmente seleccionan los métodos de reparación adecuados para restaurar los miembros dañados y que estos alcancen la condición anterior al terremoto, para juzgar si uno o más han superado los umbrales de daños. Estos umbrales de daño se describen utilizando estados de daño. (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

Durante los ensayos realizados en laboratorio, con el aumento del desplazamiento lateral se presenta en la Figura 27, la progresión de daño para cada muestra mediante tres estados críticos de desempeño conocidos como: fluencia teórica (PS1), falla de corte (PS2) y falla axial (PS3).

Figura 27

Respuesta histerética de una muestra y sus estados críticos de desempeño.



Fuente: (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

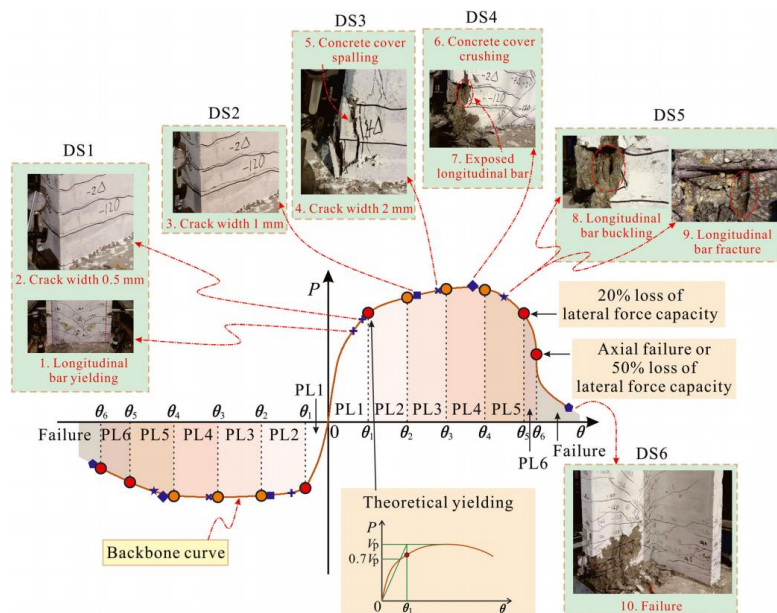
En PS1, el espécimen se encuentra en el desplazamiento de fluencia teórica calculado con el método propuesto por Sezen y Moehle, es decir, a medida que el desplazamiento lateral aumenta, la muestra experimenta una carga lateral máxima y

posteriormente entra en PS2, en el que la resistencia al corte se reduce al 80% de la capacidad máxima de resistencia cortante. Finalmente, la muestra está en PS3 cuando el espécimen es incapaz de sostener la carga axial aplicada o la fuerza de corte cae un 50%. (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

En la Figura 28, se puede observar cómo Han, Chen, Ji, Xie, & Lu, (2018) obtienen el desplazamiento de fluencia teórica (Δ_1), y en qué puntos de la envolvente de la curva se encuentra cada uno de los desplazamientos de los estados críticos de desempeño para la falla de corte (Δ_5) y la falla de carga axial (Δ_6).

Figura 28

Niveles de desempeño de los muros de hormigón armado tipo L.



Fuente: (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018)

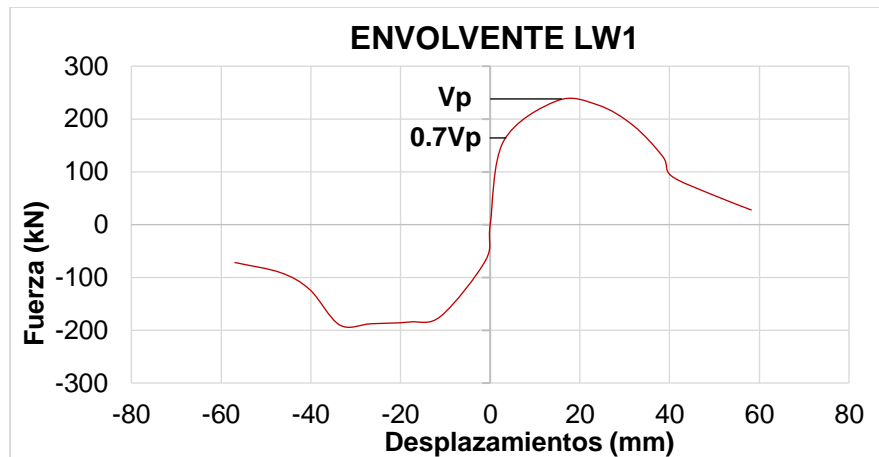
Para encontrar el límite de deformación en el estado de desempeño de fluencia teórica o primera fluencia (θ_1), se propone que una vez obtenida la curva de histéresis desplazamiento vs fuerza lateral (θ vs V_p):

- Obtener la curva envolvente de la curva de histéresis (θ vs P). Ver Figura 28.

- Determinar el valor de la carga lateral máxima V_p y $0.7V_p$. Trazar una línea horizontal hasta el punto de intersección con la envolvente.

Figura 29

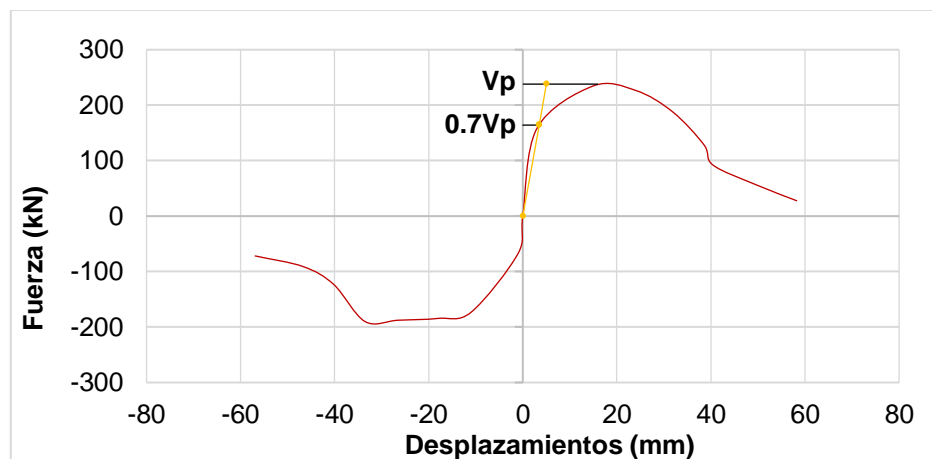
Envolvente de curva de histéresis LW1.



- Proyectar una línea que parte del origen y que pase por el punto de corte de la envolvente cuando alcance a $0.7V_p$ y proyectarla hasta la línea horizontal de V_p .

Figura 30

Envolvente de curva de histéresis LW1.

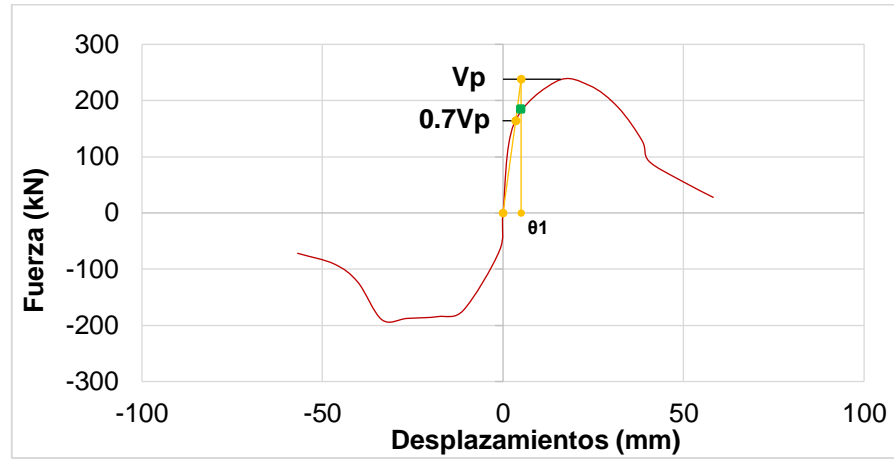


- Trazar una línea perpendicular al eje x (θ_1), desde la intersección de la horizontal de V_p .

Seguido, en la intersección entre la vertical (θ_1) y la envolvente se encuentra el punto de fluencia teórica PS1(■).

Figura 31

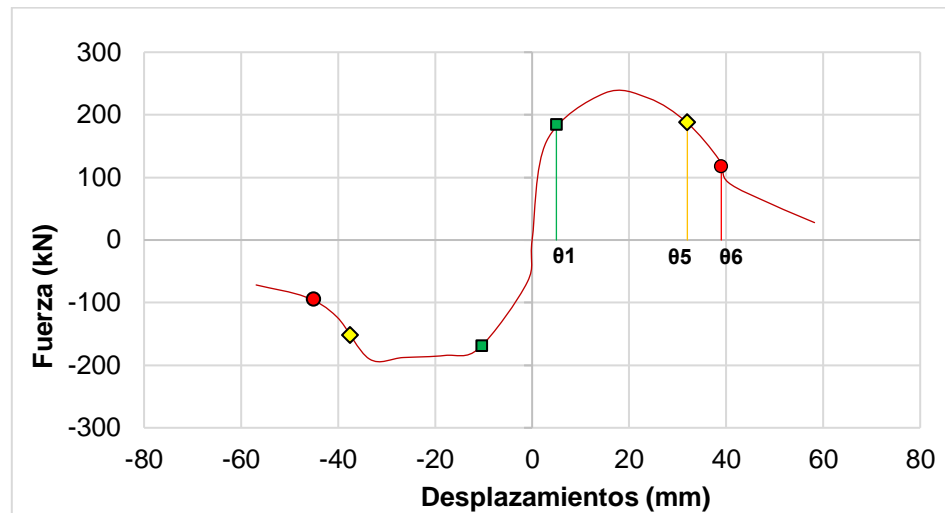
Desplazamiento de estado de desempeño de fluencia teórica.



Finalmente, se determinan los demás desplazamientos de cada estado de desempeño, θ_5 cuando el modelo logra $0.8V_p$ y θ_6 cuando la capacidad de fuerza lateral de la muestra alcanza a $0.5V_p$, como se indica en la Figura 32.

Figura 32

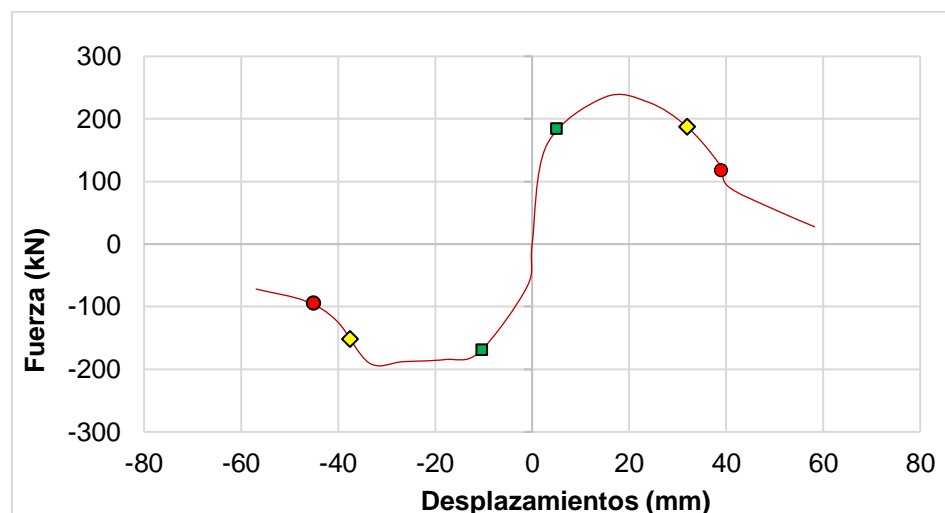
Desplazamientos de estados de desempeño θ_1 , θ_5 y θ_6 .



A continuación, se presenta cada uno de los estados de desempeño establecidos en el trabajo de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018), a lo largo de toda la envolvente de un ejemplo de curva de histéresis del primer espécimen LW1:

Figura 33

Estados de desempeño PS1, PS2 PS3



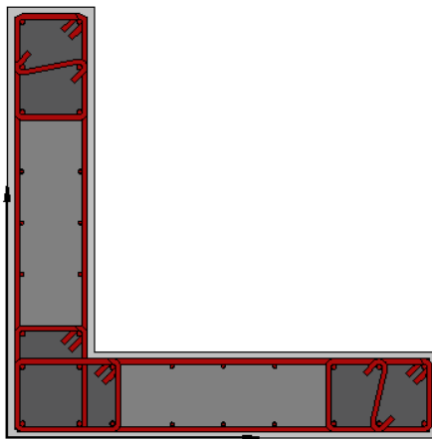
- Fluencia teórica (PS1)
- Falla de corte (PS2)
- Falla axial (PS3)

Modelamiento en SeismoStruct V2020

Para realizar la comparación de los modelos experimentales, se crearon 12 modelos numéricos en SeismoStruct V2020 con las mismas propiedades geométricas y mecánicas presentadas en el trabajo de Han, Chen, Ji, Xie, & Lu, (2018) cómo se observa en la Figura 34.

Figura 34

Detalle de muestra realizado en SeismoStruct V2020.



Propiedades mecánicas

Para el hormigón, se utilizó el modelo no lineal de Mander et al., se trata de un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al (1998) y las leyes cíclicas propuestas por Martínez-Rueda y Elnashai (1997). Los efectos del confinamiento provisto por la armadura transversal son incorporados mediante las leyes propuestas por Mander et al (1998), en las cuales se asume una presión por confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones. (Seismosoft Ltd., 2020)

El software SeismoStruct V2020 calcula automáticamente los factores de confinamiento de los elementos de borde en base a las propiedades asignadas en el modelo de Mander et. al, por ejemplo, para el muro LW1:

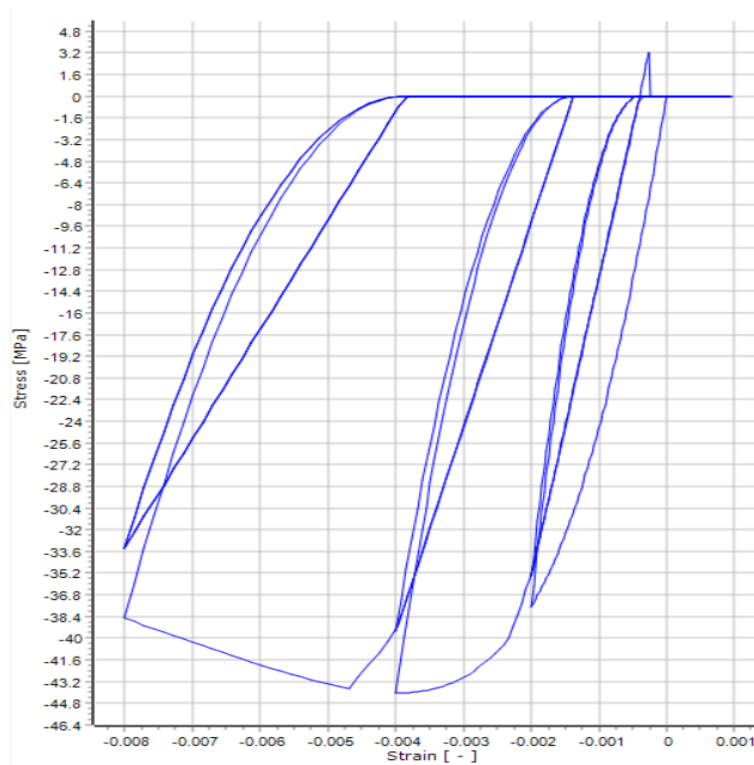
Factor de confinamiento de los cabezales extremos: 1.349

Factor de confinamiento del cabezal medio:

1.489

Figura 35

Propiedades del hormigón (Modelo de Mander et al.).



El peso específico utilizado para este caso en el modelo de Mander et. al es de $24 \text{ (kN/m}^3\text{)}$. La resistencia a la compresión para cada modelo se presenta en la Tabla 5.

Tabla 5

Propiedades del hormigón.

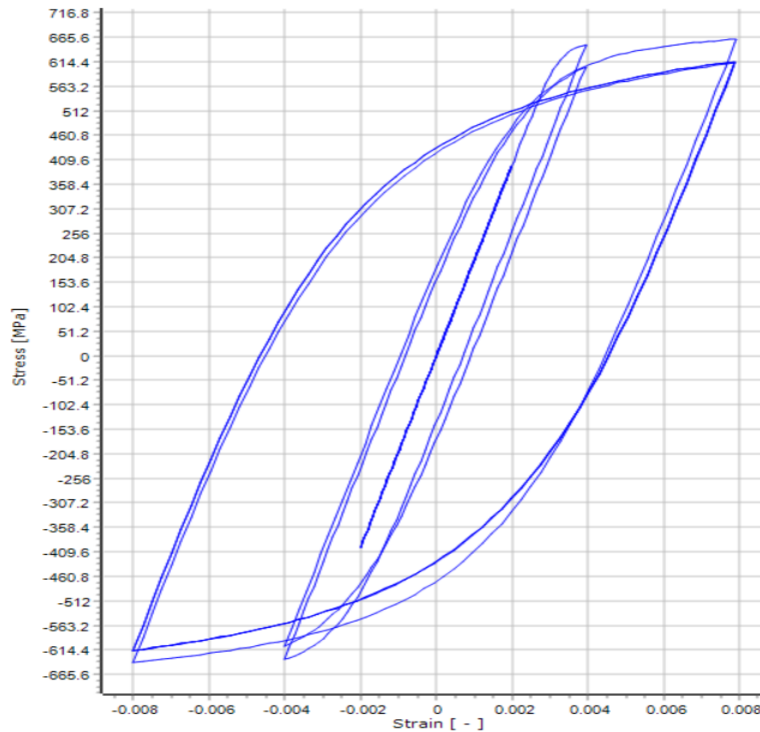
Grupo	$f'c \text{ (MPa)}$
1	27.9
2,3	20.28

Para las varillas de refuerzo se utiliza un acero estructural grado 60 con un modelo cíclico uniaxial de Menegotto-Pinto (Ver Figura 36) donde la curva de

esfuerzo-deformación empieza con una rigidez, pasa por una zona de transición exponencial hasta llegar al endurecimiento del acero.

Figura 36

Propiedades del acero (Modelo Menegotto Pinto)



En la Tabla 6 se presentan las propiedades a utilizarse para cada grupo de los 12 modelos, según corresponda el diámetro de varilla utilizada.

Tabla 6

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

Grupo	Diámetro			
	(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
1	6	467	660	210000
	8	364	573	210000
	8	426	653	200000
	10	533	687	200000

2,3	6	467	707	210000
	8	364	497	210000
	8	426	637	200000
	10	533	586	200000

Cargas aplicadas

Las cargas axiales aplicadas en SeismoStruct V2020 fueron cargas permanentes verticales de tipo fuerza, mientras que para la carga lateral fueron cargas incrementales controladas por desplazamientos como se describe en la Tabla 7.

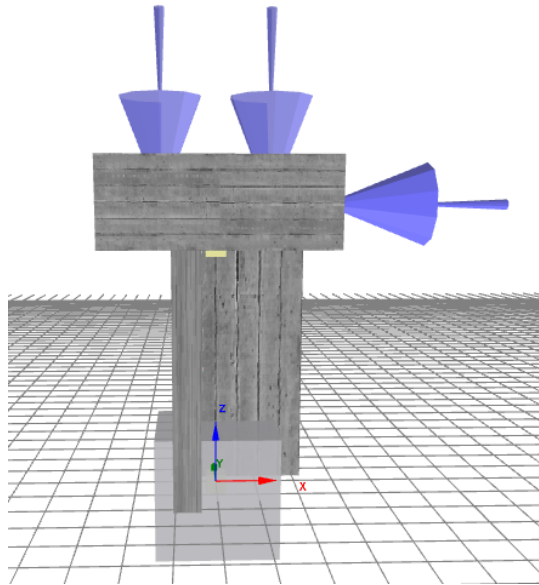
Tabla 7

Cargas axiales y laterales aplicadas.

Categoría	Nodo	Dirección	Tipo	Valor
Carga Permanente	Superior izquierdo	z	Fuerza	-255.00
Carga Incremental	Superior	x	Desplazamiento	-1.00
Carga Permanente	Superior derecho	z	Fuerza	-255.00

Figura 37

Figura 3D de modelo de muro realizado en SeismoStruct V2020.



En los modelos realizados se aplicaron dos cargas axiales (P_1 Y P_2) que simulan la carga impuesta por el brazo hidráulico sobre una placa ubicada en la viga del modelo, como se presenta en la Tabla 8.

Tabla 8

Carga Axial Aplicada

Grupo	N°	$f'c$ (Mpa)	η	P_1 (KN)	P_2 (KN)
1	LW1	27.90	0.12	254.77	254.77
	LW2	27.90	0.12	254.77	254.77
	LW3	27.90	0.30	636.93	636.93
	LW4	27.90	0.30	636.93	636.93
2	LW5	20.28	0.12	185.19	185.19
	LW6	20.28	0.12	185.19	185.19
	LW7	20.28	0.30	462.98	462.98
	LW8	20.28	0.30	462.98	462.98
3	LW9	20.28	0.12	185.19	185.19

LW10	20.28	0.12	185.19	185.19
LW11	20.28	0.30	462.98	462.98
LW12	20.28	0.30	462.98	462.98

Para las fases de carga lateral y para simular la respuesta cíclica de los ensayos realizados en laboratorio, para cada espécimen se realizó una réplica de cada uno de los desplazamientos presentados en los resultados de las curvas de respuesta histerética fuerza lateral vs desplazamiento presentadas en el trabajo de Han, Chen, Ji, Xie, & Lu, (2018).

Por ejemplo, para el modelo LW1, la fase de cargas se detalla en la Tabla 9.

Tabla 9

Fases de carga para modelo LW1.

Fase de cargas LW1					
N°	Tipo de Fase	Pasos	Nodo	Dirección	Desplazamiento
Paso					Objetivo
1	Control de respuesta	15	Superior	x	0.0149
2	Control de respuesta	26	Superior	x	-0.0110
3	Control de respuesta	50	Superior	x	0.0240
4	Control de respuesta	68	Superior	x	-0.0180
5	Control de respuesta	100	Superior	x	0.0319
6	Control de respuesta	127	Superior	x	-0.0265

7	Control de respuesta	159	Superior	x	0.0319
8	Control de respuesta	193	Superior	x	-0.0335
9	Control de respuesta	233	Superior	x	0.0404
10	Control de respuesta	274	Superior	x	-0.0411
11	Control de respuesta	323	Superior	x	0.0494
12	Control de respuesta	370	Superior	x	-0.0470
13	Control de respuesta	428	Superior	x	0.0582
14	Control de respuesta	477	Superior	x	-0.0494
15	Control de respuesta	535	Superior	x	0.0582
16	Control de respuesta	592	Superior	x	-0.0571
17	Control de respuesta	650	Superior	x	0.0582
18	Control de respuesta	707	Superior	x	-0.0571
19	Control de respuesta	774	Superior	x	0.0671

20	Control de respuesta	838	Superior	x	-0.0641
----	----------------------	-----	----------	---	---------

Para determinar el estado de desempeño PS1, según la metodología propuesta por Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007), en SeismoStruct V2020 se colocan los criterios de desempeños que se desea obtener, para este caso se introduce el punto donde ocurre la primera fluencia tanto para el material de hormigón como para el acero (Ver Tabla 10). Con los datos obtenidos se realiza una comparación con los resultados del punto de primera fluencia PS1 obtenidos con la metodología planteada por Han, Chen, Ji, Xie, & Lu, (2018).

Tabla 10

Criterios de desempeño para muestra de muro tipo LW1.

Nombre de criterio	Tipo de criterio	Valor
Primera fluencia del acero de refuerzo ϵ_y	Deformación unitaria del refuerzo (RC-Sección compuesta)	0,003265
Primera fluencia del concreto ϵ_c	Deformación unitaria del hormigón (RC-Sección compuesta)	-0,00200

Una vez elaborado los 12 modelos numéricos de las 12 muestras del proyecto de Han, Chen, Ji, Xie, & Lu, (2018), se realiza el procesamiento y se obtienen los resultados para poder generar las curvas de histéresis de desplazamiento vs fuerza lateral. Finalmente se determinan los estados de desempeño como se presentó anteriormente.

Comentarios sobre modelos experimentales y modelos numéricos.

Con el fin de compensar la presencia de una placa metálica colocada sobre la viga de hormigón y la aplicación de la carga axial en el ensayo experimental

ejecutado en laboratorio, en el modelo numérico en SeismoStruct V2020 se divide la carga en dos puntos específicos de la parte superior de la viga del muro.

Se imita una cimentación por medio de un nodo inferior del muro tipo L, el cual tiene restricciones de movimiento en x , y , z , r_x , r_y y r_z que caracteriza la restricción de los desplazamientos horizontales y los momentos de volcamiento en la base de la muestra experimentada.

Modelamientos numéricos con software especializado

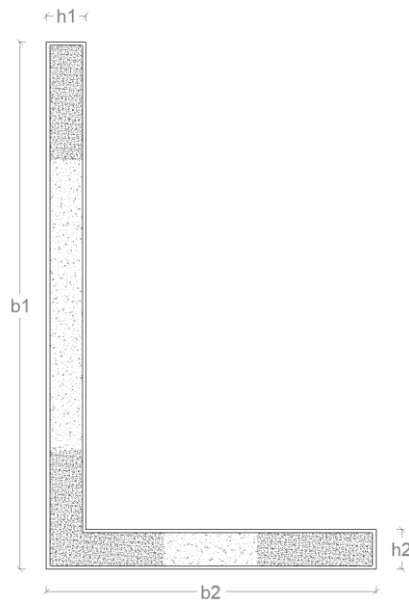
Se presenta a continuación la segunda etapa del proyecto, donde se realiza el modelamiento de muros tipo L con el software SeismoStruct V2020 para obtener la muestra estadística requerida para la ecuación de curvatura de fluencia.

Modelamiento de muros tipo L

Los muros de sección tipo L de hormigón armado son utilizados en su mayoría como estructuras de soporte en escaleras y ascensores de grandes edificaciones. Con el fin de incluir diferentes propiedades comúnmente manejadas en estos muros, se analizan las siguientes variables: geometría, cuantía y carga axial.

Figura 38

Dimensiones muro en L.



Para la geometría del muro tipo L se consideran diferentes tipos de longitudes y espesores que puedan ser utilizados en el diseño de un muro por el usuario. Para el armado de estos, se toma como referencia un muro típico existente con elementos de borde, armado longitudinal, transversal, estribos y ganchos que permita obtener una muestra estadística válida.

Para el modelamiento en SeismoStruct V2020 de los muros tipo L, el software cuenta con un tipo de sección de concreto reforzado en forma de L – *rc/lws* (*Reinforced Concrete L-Shaped Wall Section*), donde se permite utilizar un tipo de material tanto de hormigón como para el acero de refuerzo, al igual que colocar las dimensiones del muro para la pantalla y sus cabezales detalladas en la Tabla 11.

Tabla 11*Propiedades de la sección*

Tipo de sección:	Rclws: Concreto reforzado en forma de L
Dimensiones:	
b1	4,0 (m)
b2	2,5 (m)
h1	0,3 (m)
h2	0,3 (m)
Elemento de borde extremo 1	0,9 (m)
Elemento de borde extremo 2	0,9 (m)
Elemento de borde central	0,9 (m)
Recubrimiento	0,025 (m)

El reforzamiento se define manualmente ingresando el número de varillas con sus diámetros en la pantalla y en los cabezales del muro, al igual que las varillas transversales y estribos como se muestra en la Tabla 18. En cuanto a la armadura transversal, se deben especificar los diámetros, espaciamientos y número de ramas en cada sentido del muro.

Tabla 12*Estándares de armado transversal del muro en L.*

Patrón para armadura transversal
Lado b1
$\phi = 10$ (mm) $s = 0.1$ (m) Ramas a lo ancho: 3 Ramas a lo largo: 6
Esquina

$\phi = 10 \text{ (mm)}$ $s = 0.1 \text{ (m)}$ Ramas a lo ancho: 6 Ramas a lo largo: 6

Lado b2

$\phi = 10 \text{ (mm)}$ $s = 0.1 \text{ (m)}$ Ramas a lo ancho: 6 Ramas a lo largo: 3

Pantalla

$\phi = 10 \text{ (mm)}$ $s = 0.1 \text{ (m)}$ Ramas a lo ancho: 2 Ramas a lo largo: 2

Se obtiene un comportamiento inelástico del elemento mediante la integración de la respuesta uniaxial no lineal del material en cada una de las fibras individuales en las cuales se ha subdividido la sección, tomando en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro y en la altura de la sección. (Seismosoft Ltd., 2020)

En el modelamiento de este comportamiento se genera un tipo de elemento: *infrmFB (Inelastic Force-Based frame element)*: Elemento inelástico basado en fuerzas, que nos permite tener un comportamiento inelástico en todo el elemento. Se define el número de fibras adecuados para una distribución de esfuerzos y deformaciones en la sección. Las secciones de integración de 4 a 5 anticipa que los elementos alcancen su rango de respuesta de ablandamiento.

Tabla 13

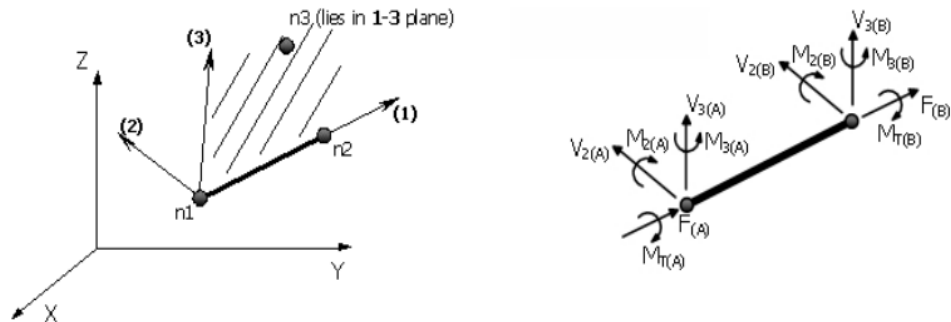
Valores para elemento inelástico en el muro tipo L.

Secciones de integración	5
Número de fibras	450

Es necesario detallar la notación y definir los ejes locales y globales consideradas en el software para el tipo de elemento inelástico utilizadas en los muros. Se toma como eje débil al eje 2 que coincide con el eje X, por lo tanto, se coloca la menor distancia del muro en este eje.

Figura 39

Ejes locales para elementos inelásticos infirmFB.

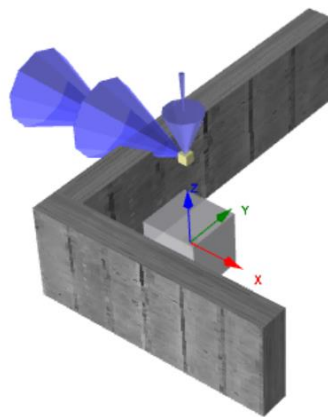


Fuente: (Seismosoft Ltd., 2020)

Una vez definido el muro, se generan los nodos: un nodo superior y otro inferior en la base y se restringe el desplazamiento en todas las direcciones del nodo inferior para tener un modelo empotrado en la base.

Figura 40

Nodos y restricciones en el muro.



Desarrollo de modelos

Definidos los parámetros mencionados anteriormente, se realiza cada modelo con las variables de geometría, cuantía y carga axial. Con esto se

desarrollaron 3 casos de grupos de modelos donde se adoptan diferentes parámetros de los muros.

- GRUPO 1: En este grupo se adoptan dimensiones de una escalera tradicional de $2.5 \times 4 \text{ m}$ con 3 tipos de espesores, 4 diferentes porcentajes de cuantía y 4 porcentajes de cargas axiales. Se realiza 192 modelos.

Figura 41

Muro tipo L para una escalera.

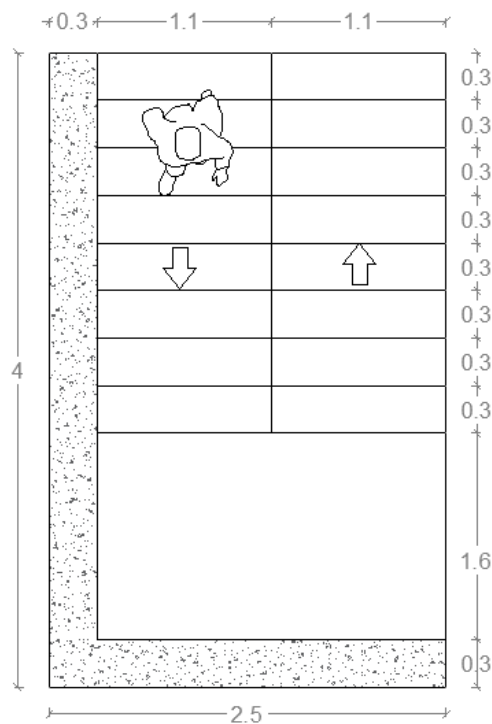


Tabla 14

Variables modelos de muro tipo L para grupo 1.

Dimensión del muro	Espesor (cm)	Carga axial η (%)	Cuantía ρ (%)	Momento aplicado
2.5 x 4.0 (m)	30	5	0.5	Eje X (+) (rx)
	40			Eje X (-) (-rx)
	50	10	1	

20	2	Eje Y (+) (ry)
30	3	Eje Y (-) (-ry)

- GRUPO 2: El espesor del muro no influye en los resultados de la curvatura de fluencia, por lo que se toma un espesor constante para todos los muros restantes. Se incluye 5 tipos de relaciones ancho/largo (B/l_w) que pueden ser comúnmente utilizadas en huecos para ascensores o escaleras, combinadas de igual forma con 3 porcentajes de cuantías y 4 porcentajes de cargas axiales. Se realiza 240 modelos.

Figura 42

Muro tipo L para un ascensor.

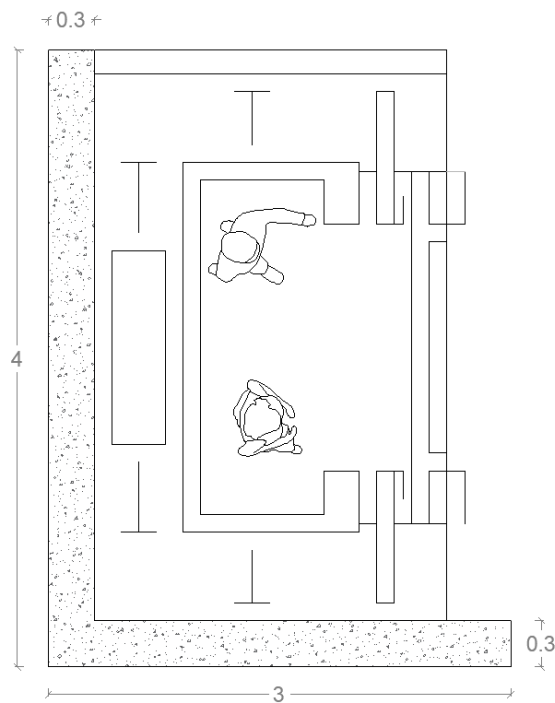


Tabla 15

Variables modelos de muro tipo L para grupo 2.

Relación de dimensiones	Espesor (cm)	Carga axial η (%)	Cuantía ρ (%)	Momento aplicado
1/1(2.3 x 2.3 m)	30	5	0.5	Eje X (+) (rx)
3/4(3.0 x 4.0 m)		10		Eje X (-) (-rx)
1/2 (2.7 x 5.4 m)		20	1	Eje Y (+) (ry)
1/3 (2.0 x 6.0 m)		30	2	Eje Y (-) (-ry)
1/4 (2.0 x 8.0 m)				

- GRUPO 3: Se incluye 4 nuevas relaciones largo/ancho, con diferentes dimensiones en los muros con 3 porcentajes de cuantías y 4 porcentajes de cargas axiales. Se realiza 192 modelos.

Tabla 16

Variables modelos de muro tipo L para grupo 3.

Relación de dimensiones	Espesor (cm)	Carga axial η (%)	Cuantía ρ (%)	Momento aplicado
1/1(3.0 x 3.0 m)	30	5	0.5	Eje X (+) (rx)
3/4(3.75 x 5.0 m)		10		Eje X (-) (-rx)
1/2 (3.5 x 7.0 m)		20	1	Eje Y (+) (ry)
1/3 (2.3 x 6.9 m)		30	2	Eje Y (-) (-ry)

Con los 3 grupos y sus diferentes variables aplicadas, se realiza el procesamiento de 624 modelos de muro tipo L presentados en el Anexo B.

Cuantía de refuerzo

El armado de cada modelo se define en base al porcentaje de cuantía de armado, es decir para el primer caso se tiene un muro de $4 \times 2.5 \text{ m}$ con un espesor de 30 cm . Para tener un armado longitudinal de $\rho = 0.5\%$ se colocan:

- En el cabezal

$20\phi 12\text{mm}$ Cabezales extremos

$28\phi 12\text{mm}$ Cabezal central

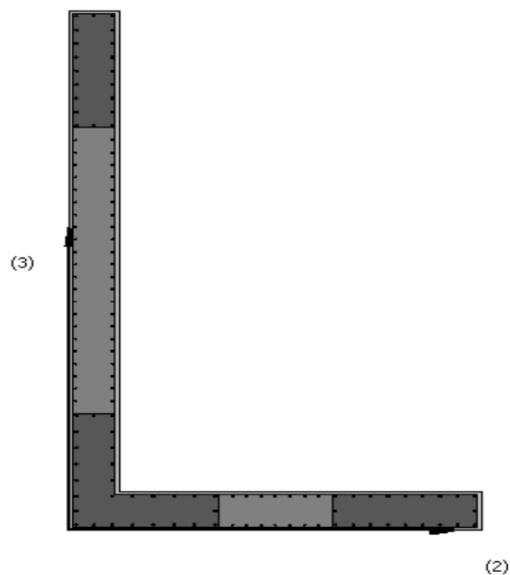
- En la pantalla

$14\phi 10\text{mm}$ Lado corto

$44\phi 10\text{mm}$ Lado largo

Figura 43

Armado longitudinal del muro en L



En las siguientes tablas se detallan como se arma el muro según el número de varillas, diámetros y porcentaje total de cuantía para cada porcentaje, para cada espesor y longitudes respectivas.

Para un espesor de 30 cm :

Tabla 17

Tabla de armado longitudinal de un muro de 30 cm de espesor y 0.5% de cuantía.

ESPESOR 30 CM			
$\rho=0.5\%$			
# Varillas	Diámetro	Área	Área Total
4	12	1,13	4,52
14	12	1,13	15,83
2	12	1,13	2,26
4	12	1,13	4,52
2	12	1,13	2,26
14	12	1,13	15,83
8	12	1,13	9,05
8	12	1,13	9,05
2	12	1,13	2,26
2	12	1,13	2,26
8	12	1,13	9,05
14	10	0,79	11,00
44	10	0,79	34,56
ρ	0,66%		

Tabla 18

Tablas resumen de armado longitudinal con el porcentaje de cuantía de los muros tipo L (Grupo 1).

ESPESOR 30 CM	
Pantalla (2)	14 ϕ 10mm
Pantalla (3)	44 ϕ 10mm
Cabezal extremo (2)	20 ϕ 12mm
Cabezal extremo (3)	20 ϕ 12mm
Cabezal central	28 ϕ 12mm
ρ (0.5%)	0,66%
Pantalla (2)	14 ϕ 12mm
Pantalla (3)	44 ϕ 12mm
Cabezal extremo (2)	20 ϕ 16mm
Cabezal extremo (3)	20 ϕ 16mm
Cabezal central	28 ϕ 16mm
ρ (1%)	1,09%
Pantalla (2)	14 ϕ 16mm
Pantalla (3)	44 ϕ 16mm
Cabezal extremo (2)	20 ϕ 22mm
Cabezal extremo (3)	20 ϕ 22mm
Cabezal central	28 ϕ 22mm
ρ (2%)	2,02%

Al no analizar una cuantía de acero por corte, se crearon elementos de borde constantes de 90 cm y se colocaron las varillas transversales, estribos y ganchos

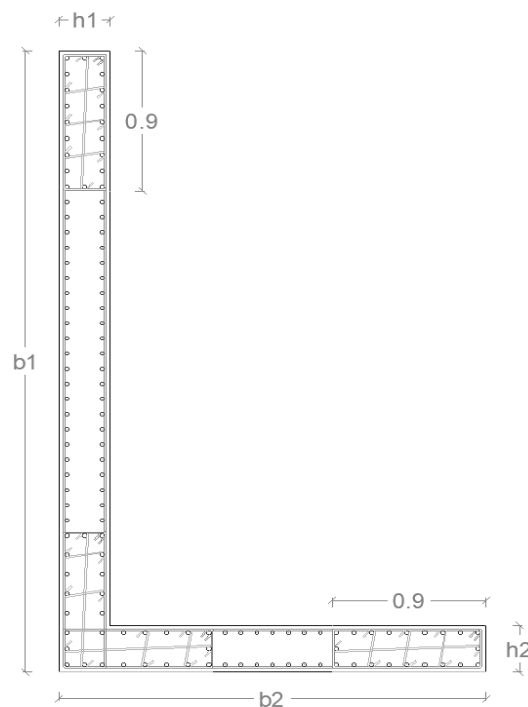
como se muestra en la Figura 44. En SeismoStruct V2020 calcula automáticamente los factores de confinamiento de los elementos de borde en base al modelo de Mander et. al, para todos los muros se tienen los siguientes valores:

Factor de confinamiento de los cabezales extremos: 1.403

Factor de confinamiento del cabezal medio: 1.488

Figura 44

Elementos de borde y armado transversal del muro tipo L.

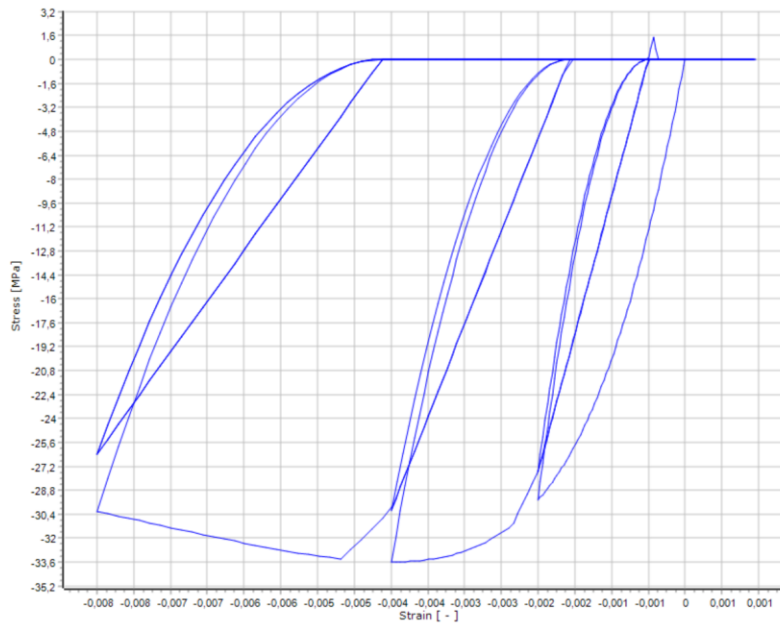


Propiedades mecánicas y cargas aplicadas.

Para el hormigón se utiliza el modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante propuesto por Mander et al. (Ver Figura 45) donde se toma una presión de confinamiento constante a lo largo del rango de esfuerzos-deformaciones. La resistencia a la compresión del hormigón se asume un $f'_c = 28$ (MPa) y un módulo de elasticidad de $E_c = 4.7 * \sqrt{28} = 24870$ (MPa). Según la Tabla 1, la resistencia media requerida $f'_{cr} = f'_c + 8.5 = 36.5$ MPa. La deformación unitaria en el valor máximo de esfuerzo es $\varepsilon_c = 0.002$.

Figura 45

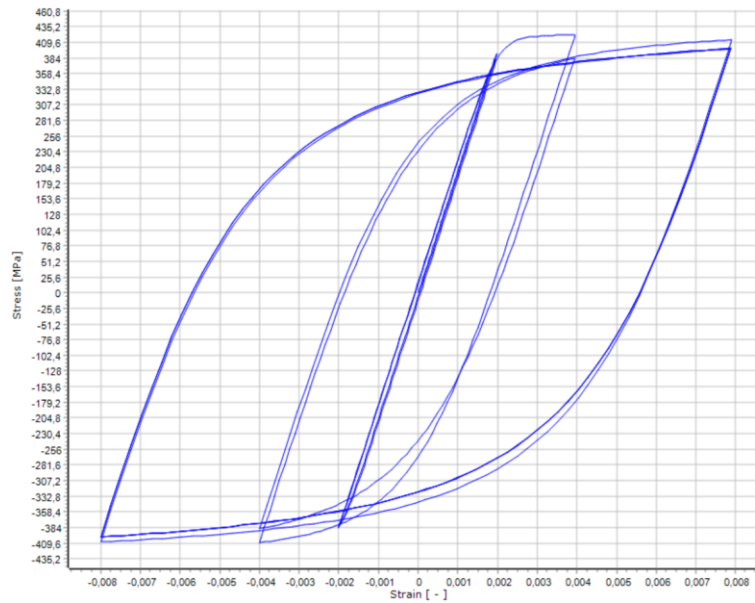
Propiedades del hormigón (Modelo de Mander et al.).



Se utiliza un acero estructural grado 60 con un modelo cíclico uniaxial de Menegotto-Pinto donde la curva de esfuerzo-deformación empieza con una rigidez, pasa por una zona de transición exponencial hasta llegar al endurecimiento del acero. Para ello, se tomó como módulo de elasticidad $E_s = 200\,000\text{ MPa}$, el esfuerzo de fluencia $f_y = 420\text{ MPa}$, el esfuerzo de fluencia esperado $f_{ye} = 1.25f_y = 525\text{ MPa}$, la relación de endurecimiento por deformación mínima de $\mu = 0,005$ y los coeficientes conformes al modelo de Menegotto-Pinto.

Figura 46

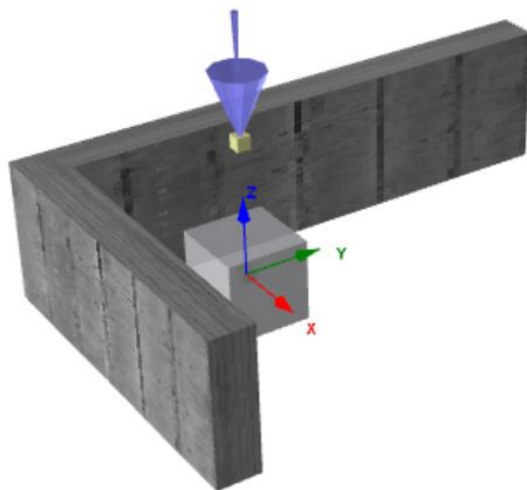
Propiedades del acero (Modelo Menegotto Pinto).



En cuanto a las cargas aplicadas, se coloca una carga gravitacional en función de su área transversal y la resistencia a compresión del hormigón, y una carga incremental. En las cargas axiales se toma las variables de 5%, 10%, 20% y 30% según sea el caso como se detalla en la Tabla 19

Figura 47

Cargas aplicadas en el muro tipo L.



Para la determinar la carga axial de cada modelo se calcula en base a la siguiente fórmula:

$$P = (\eta) * f'c * Ag$$

Donde,

η : Porcentaje de carga axial

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón

Ag : Es el área transversal del muro

Tabla 19

Cargas axiales gravitacionales.

COMBINACIONES GRUPO 1						
N°	b_1(cm)	h_1(cm)	b_2(cm)	h_2(cm)	η	ρ (kN)
1	400	30	220	30	5%	2605,61
2	400	40	210	40	5%	3418,12
3	400	50	200	50	5%	4202,60
4	400	30	220	30	10%	5211,23
5	400	40	210	40	10%	6836,24
6	400	50	200	50	10%	8405,21
7	400	30	220	30	20%	10422,46
8	400	40	210	40	20%	13672,47
9	400	50	200	50	20%	16810,42
10	400	30	220	30	30%	15633,69
11	400	40	210	40	30%	20508,71
12	400	50	200	50	30%	25215,62

COMBINACIONES GRUPO 2

<i>N°</i>	<i>b₁(cm)</i>	<i>h₁(cm)</i>	<i>b₂(cm)</i>	<i>h₂(cm)</i>	<i>η</i>	<i>ρ (kN)</i>
1	230	30	200	30	5%	1807,12
2	600	30	170	30	5%	3236,01
3	540	30	240	30	5%	3278,03
4	800	30	170	30	5%	4076,53
5	400	30	270	30	5%	2815,74
6	230	30	200	30	10%	3614,24
7	600	30	170	30	10%	6472,01
8	540	30	240	30	10%	6556,06
9	800	30	170	30	10%	8153,05
10	400	30	270	30	10%	5631,49
11	230	30	200	30	20%	7228,48
12	600	30	170	30	20%	12944,02
13	540	30	240	30	20%	13112,12
14	800	30	170	30	20%	16306,10
15	400	30	270	30	20%	11262,98
16	230	30	200	30	30%	10842,72
17	600	30	170	30	30%	19416,03
18	540	30	240	30	30%	19668,19
19	800	30	170	30	30%	24459,16
20	400	30	270	30	30%	16894,47

COMBINACIONES GRUPO 3

<i>N°</i>	<i>b₁(cm)</i>	<i>h₁(cm)</i>	<i>b₂(cm)</i>	<i>h₂(cm)</i>	<i>η</i>	<i>ρ (kN)</i>
1	300	30	270	30	5%	2395,48

2	690	30	200	30	5%	3740,32
3	700	30	320	30	5%	4286,66
4	800	30	170	30	5%	4076,53
5	500	30	345	30	5%	3551,20
6	300	30	270	30	10%	4790,97
7	690	30	200	30	10%	7480,64
8	700	30	320	30	10%	8573,31
9	800	30	170	30	10%	8153,05
10	500	30	345	30	10%	7102,40
11	300	30	270	30	20%	9581,94
12	690	30	200	30	20%	14961,27
13	700	30	320	30	20%	17146,62
14	800	30	170	30	20%	16306,10
15	500	30	345	30	20%	14204,80
16	300	30	270	30	30%	14372,91
17	690	30	200	30	30%	22441,91
18	700	30	320	30	30%	25719,94
19	800	30	170	30	30%	24459,16
20	500	30	345	30	30%	21307,20

Para obtener una curvatura constante a lo largo del elemento, se aplica un momento en cada sentido y dirección de los ejes del muro; el mismo que se incrementa hasta cuando alcanza el desplazamiento objetivo o cuando el muro colapsa. El momento se aplica en cada uno de los modelos en una dirección (r_x , $-r_x$, r_y o $-r_y$), como se muestra la doble flecha horizontal en la parte derecha de la Figura 48.

La carga incremental permite realizar el análisis no lineal o Pushover basado en fuerzas, se define el número de incrementos y pasos para subdividir la carga definida hasta alcanzar la capacidad máxima.

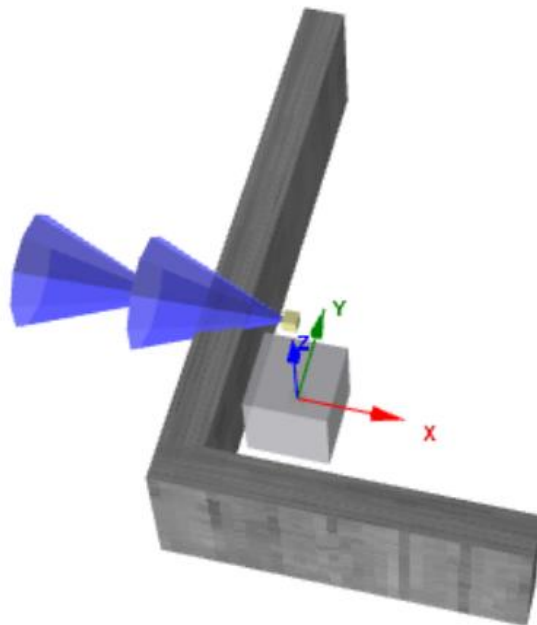
Tabla 20

Fases de carga en el muro.

Tipo de Fase	Pasos	Nodo	Dirección	Desplazamiento Objetivo
Control de respuesta	100	2	rx	0.01

Figura 48

Control de carga incremental en el muro.



Procedimiento para la obtención de la curvatura de fluencia.

Para determinar la curvatura de fluencia ϕ_y primero se debe encontrar el punto de la primera fluencia en el diagrama de momento-curvatura, el cual se puede obtener en base a dos metodologías la primera propuesta por Han, Chen, Ji, Xie, &

Lu, (2018) y la segunda planteada por Priestley, Calvi, & Kowalsky, (2007). Sin embargo, para esta sección del proyecto se decide utilizar la última mencionada para ser consistentes con el método de diseño de DDBD propuesto por Priestley, Calvi, & Kowalsky.

Para obtener los datos M_y y ϕ'_y correspondientes al momento y curvatura en el punto de primera fluencia respectivamente, se define cuando: la fibra extrema de hormigón a compresión (a distancia máxima desde el eje neutro) alcanza una deformación de 0.002 o cuando la varilla de refuerzo más alejada del eje neutro alcanza el límite elástico que para este proyecto será cuando alcancé una deformación unitaria $\varepsilon_y = 0.002625$. Se toma cualquiera de los dos casos que ocurra primero. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{525 \text{ (MPa)}}{200000 \text{ (MPa)}}$$

$$\varepsilon_y = 0.002625$$

Por lo cual, en SeismoStruct V2020 se coloca los criterios de desempeños que se desea obtener, para este caso se introduce el punto donde ocurre la primera fluencia tanto para el material de hormigón como para el acero (Ver Tabla 21)

Tabla 21

Criterios de desempeño para muestra de muro tipo L.

Nombre de criterio	Tipo de criterio	Valor
Primera fluencia del acero de refuerzo ε_y	Deformación unitaria del refuerzo (RC-Sección compuesta)	0,002625

Primera fluencia del concreto ε_c	Deformación unitaria del hormigón (RC-Sección compuesta)	-0,00200
--	---	----------

Una vez realizado el procesamiento del modelo numérico, se extrae los datos tanto de curvatura como de momento en su eje respectivo, y se obtiene la curva de momento vs curvatura del ensayo, al igual que los puntos de los criterios de desempeño establecidos.

Cada modelo tiene un número específico de pasos que llegan a su límite cuando el modelo alcanza su desplazamiento objetivo o colapsa. Con el paso donde el criterio de desempeño se aplica, se ubica el primer punto de fluencia ϕ'_y y su momento correspondiente M_y . Para obtener el dato de la curvatura de fluencia ϕ_y , se aplica la Ec. (26) mencionada en el capítulo II del presente trabajo.

A continuación, se presenta un ejemplo de cómo se encontró ϕ_y para un ejemplar de muro de hormigón armado tipo L:

Primero, se identifica cual es el material que alcanza primero el punto de fluencia, para este caso fue el acero en el paso de criterio de desempeño número 12, por lo que se toman los datos de M_y y ϕ'_y en ese punto.

$\phi'_y (1/m)$	$M_y (kN.m)$
0.0011	4566.81

Seguido, se obtiene el valor del momento nominal M_N que corresponde al valor máximo de los momentos obtenidos en el procesamiento.

Para este ejemplo $M_N = 6006.87 (kN.m)$.

Finalmente, se calcula el valor de curvatura de fluencia según Priestley, Calvi, & Kowalsky, (2007):

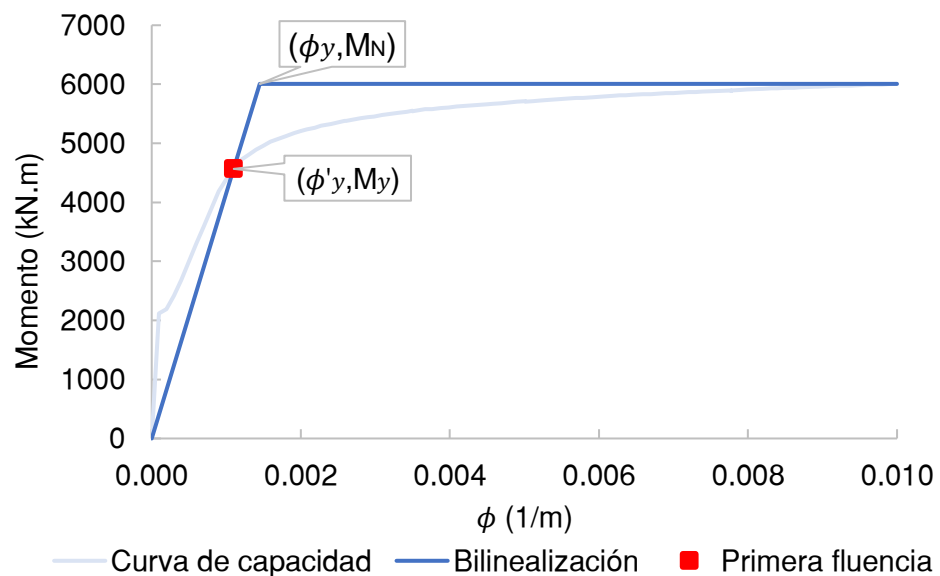
$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi'_y$$

$$\phi_y = \frac{6006.87 \text{ (kN.m)}}{4566.81 \text{ (kN.m)}} * 0.0011 \text{ (1/m)}$$

$$\phi_y = 0.001447 \text{ (1/m)}$$

Figura 49

Bilinealización de curva de momento- curvatura para muestra de muro tipo L.



Ecuación de curvatura de fluencia

Una vez realizado el procesamiento de los modelos numéricos de muros tipo L de hormigón armado con variaciones de geometría, carga axial y cuantía, se recopilaron los datos y se obtuvo una base de datos de curvatura nominal de fluencia ϕ_y .

A partir de la ecuación de curvatura de fluencia para muros estructurales rectangulares propuesta por Priestley, Calvi, & Kowalsky, (2007), la cual abarca dos variables importantes conocidas en los muros l_w (profundidad de la sección transversal) y ε_y (deformación de fluencia del refuerzo longitudinal), se tiene:

$$\phi_y = 2 * \frac{\varepsilon_y}{l_w}$$

Priestley, Calvi, & Kowalsky, (2007) toma como referencia la ubicación del eje neutro para encontrar la constante $k = 2$, ya que al ser una sección simétrica se sitúa en $\frac{l_w}{2}$. Sin embargo, encontrar el eje neutro de una sección asimétrica como es el muro tipo L, es complejo. Con la base de datos obtenida y con el fin de que la ecuación de curvatura de fluencia sea simple y de fácil uso para el usuario, se formula una ecuación que pueda ajustarse a los resultados estadísticos del presente proyecto, mediante la siguiente fórmula:

$$\phi_y = k * \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (53)$$

Despejando k ,

$$k = \frac{\phi_y * l_w}{\varepsilon_y} \quad (54)$$

Capítulo IV

Resultados de la investigación

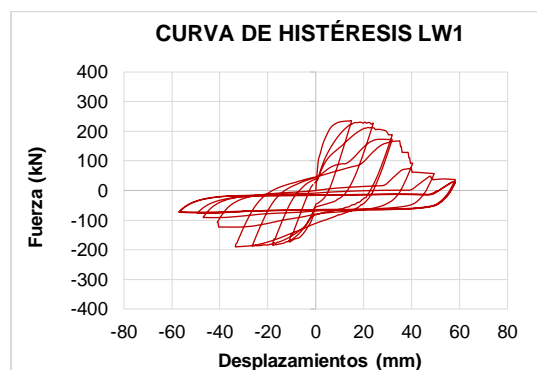
Análisis de los resultados

Modelos experimentales con software especializado

Una vez elaborado los 12 modelos numéricos de las 12 muestras del proyecto de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) con las propiedades mecánicas y geométricas especificadas, se realiza el procesamiento en SeismoStruct V2020 y se extraen resultados para generar las curvas de histéresis de deriva vs fuerza lateral (θ vs V_p). Por ejemplo, para el modelo LW1 correspondiente al primer grupo de muestras, (Ver Figura 50).

Figura 50

Curva de histéresis modelo LW1.



Luego de generar las 12 curvas de histéresis, se procede a calcular los estados de desempeño mediante la metodología presentada en el capítulo III. A continuación, se presenta un ejemplo:

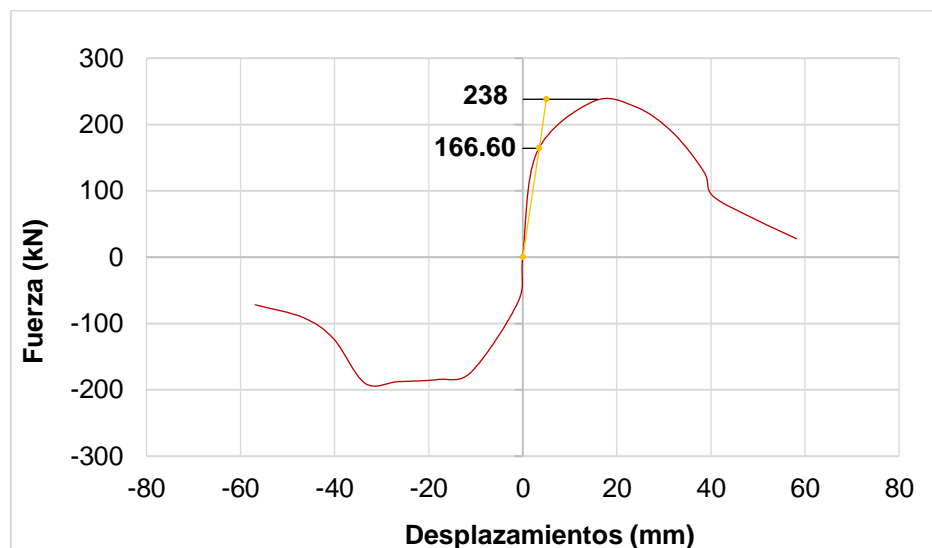
1. Fluencia teórica (PS1)
 - a) Límite de deformación (θ_1)
 - Obtener la envolvente de la curva de histéresis. Ver Figura 51.
 - Determinar el valor de la carga lateral máxima V_p y $0.7V_p$.

V_p (kN)	238
$0.7V_p$ (kN)	166.6

- Proyectar una línea que parte del origen y que pase por el punto de corte de la envolvente cuando alcance a $0.7V_p$ y proyectarla hasta la línea horizontal de V_p .

Figura 51

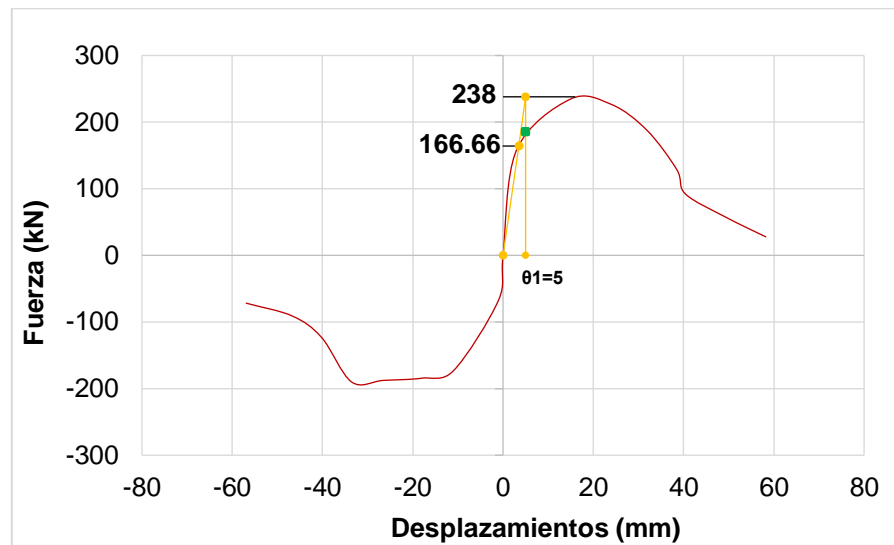
Envolvente de curva de histéresis LW1.



- Trazar una línea perpendicular al eje x (θ_1) desde la intersección de la horizontal de V_p . En la intersección entre la vertical (θ_1) y la envolvente se encuentra el punto de fluencia teórica PS1 ■

Figura 52

Desplazamiento de estado de desempeño de fluencia teórica.



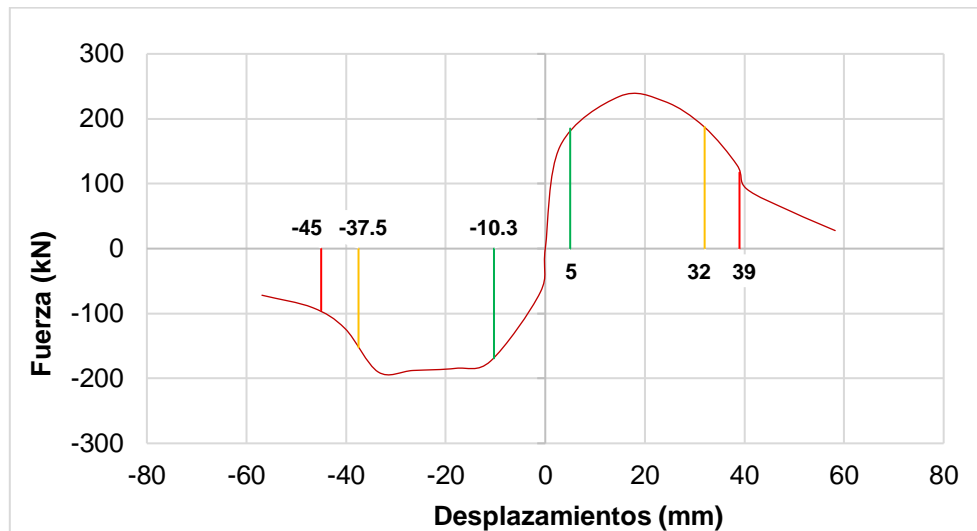
b) Límite de deformación (θ_5 y θ_6)

Se determinan los demás desplazamientos de cada estado de desempeño, θ_5 cuando el modelo logra $0.8V_p$ y θ_6 cuando la capacidad de fuerza lateral de la muestra alcanza $0.5V_p$, tanto para los valores negativos y positivos como se presenta en la Figura 53:

$0.8V_p(kN)$	190.4
$0.5V_p(kN)$	119

Figura 53

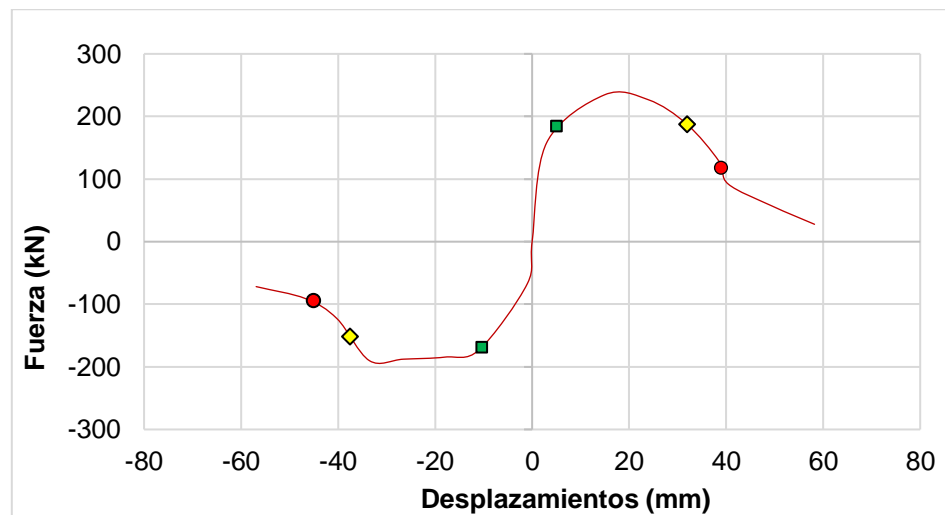
Desplazamientos de estados de desempeño θ_1, θ_5 y θ_6 .



Por último, se definen los estados de desempeño a lo largo de toda la envolvente de un ejemplo de curva de histéresis del primer espécimen LW1:

Figura 54

Estados de desempeño PS1, PS2 y PS3.



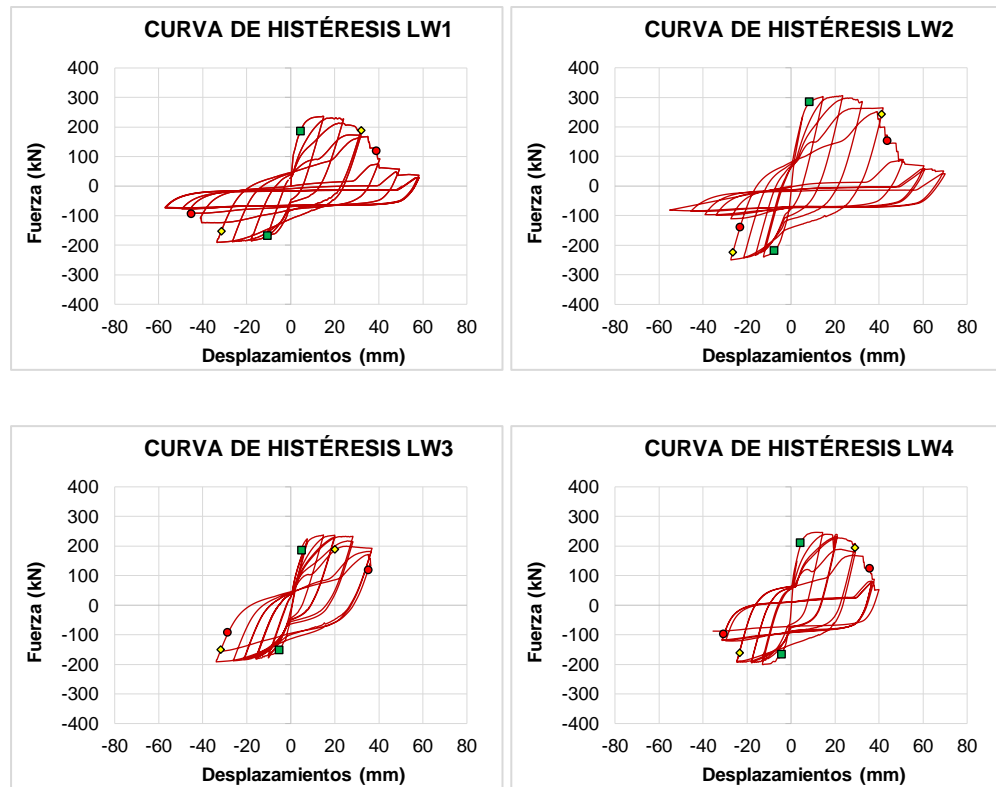
- Fluencia teórica (PS1)
- ◆ Falla de corte (PS2)
- Falla axial (PS3)

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los 12 modelos analizados:

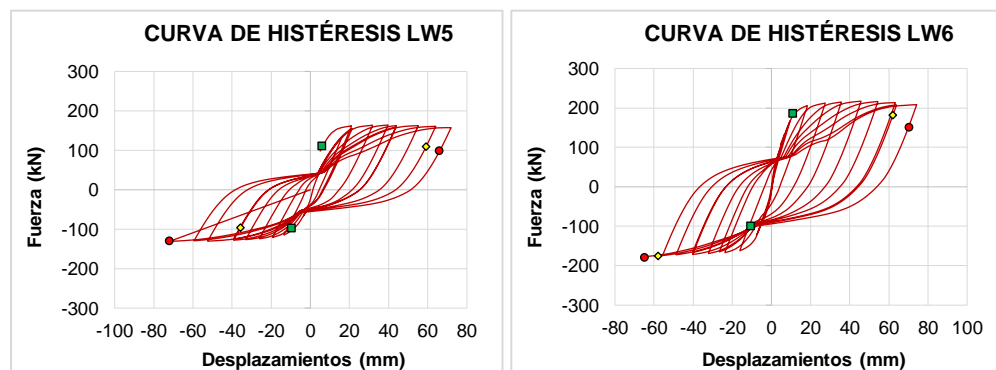
Figura 55

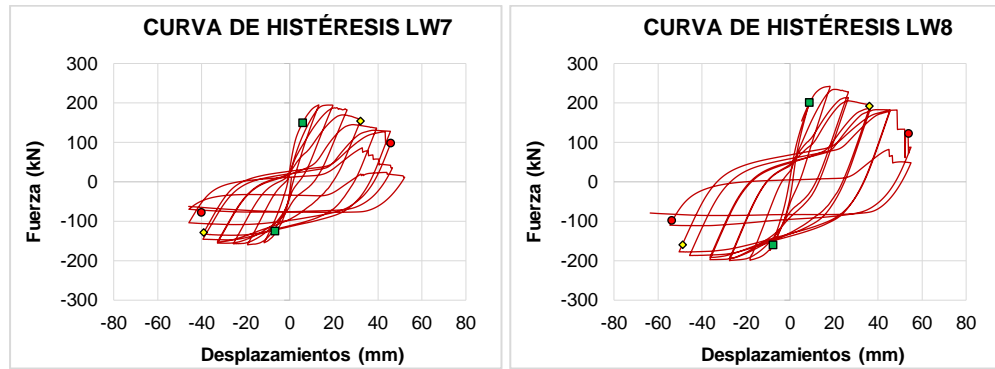
Curvas de histéresis grupo 1 y 2.

Grupo 1



Grupo 2



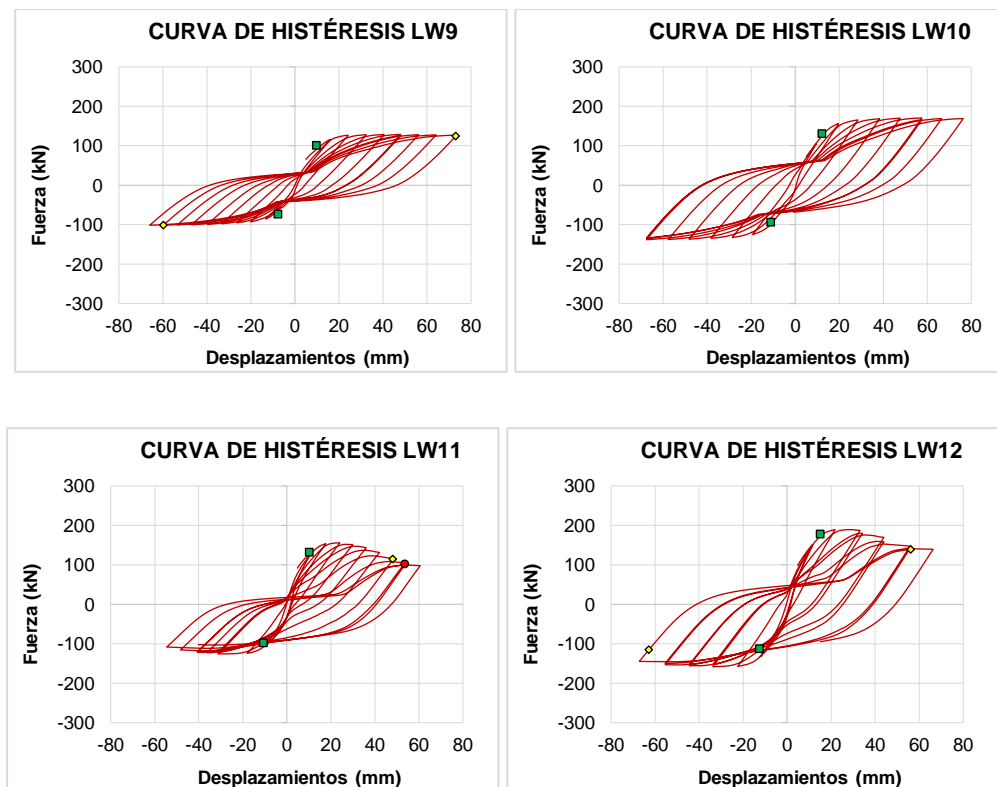


Grupo 3

En las curvas de histéresis de este grupo de modelos, en algunos casos los estados de desempeño de PS2 y PS3 no aparecen debido a que en el procesamiento alcanzaron un desplazamiento mayor a los propuestos y analizados en el trabajo de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018).

Figura 56

Curvas de histéresis grupo 3.



Comparación de curvas de histéresis

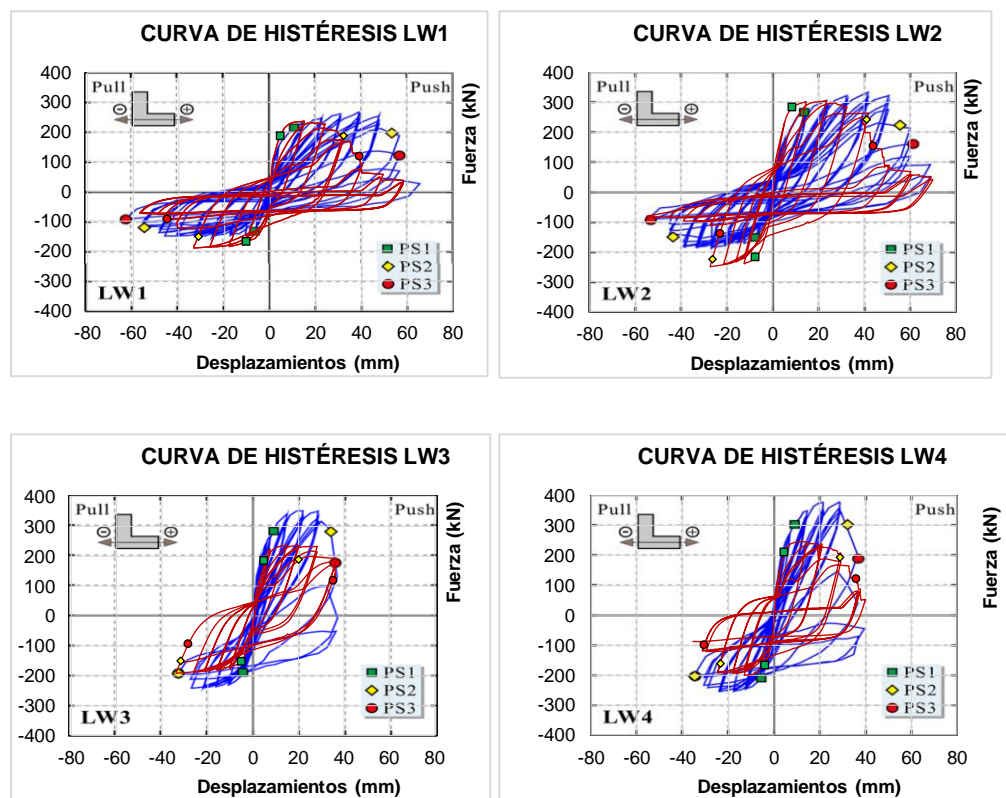
Se presenta la comparación mediante la superposición de los resultados de las curvas de histéresis del trabajo de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) con los resultados obtenidos mediante SeismoStruct V2020:

Figura 57

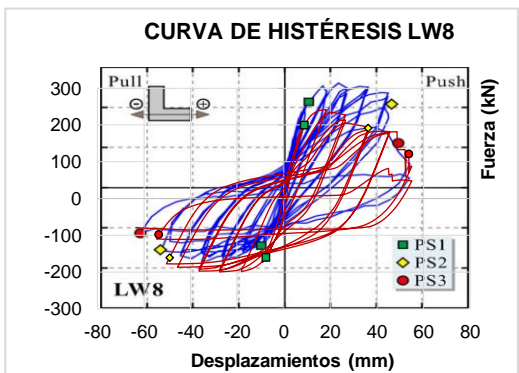
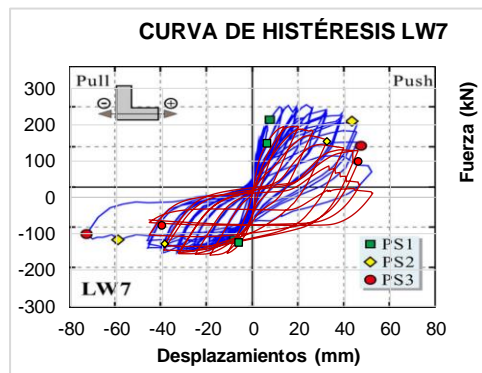
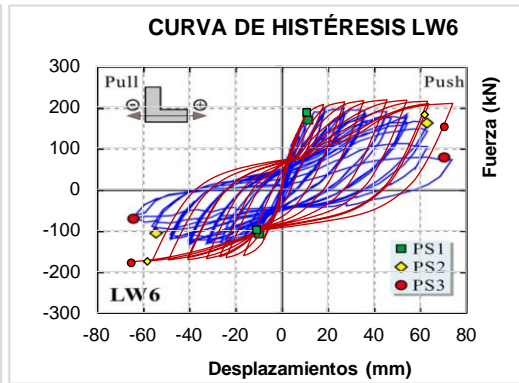
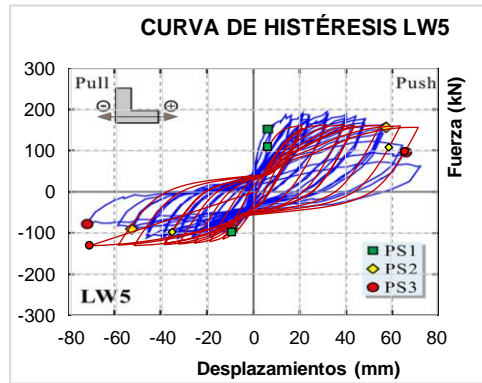
Comparación de curvas de histéresis grupo 1, 2 y 3.

Grupo 1

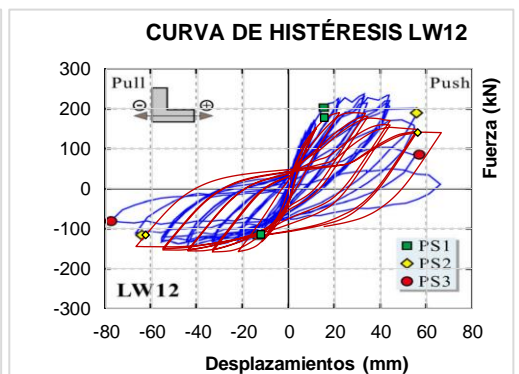
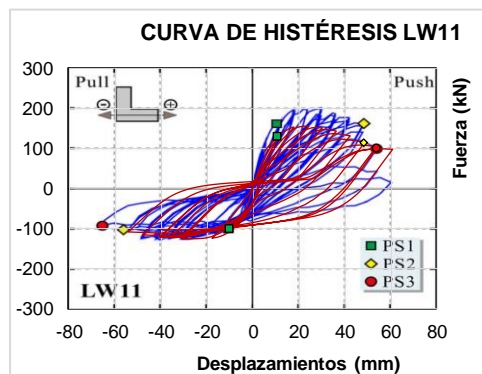
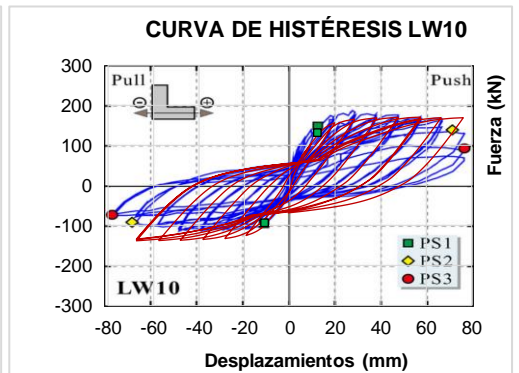
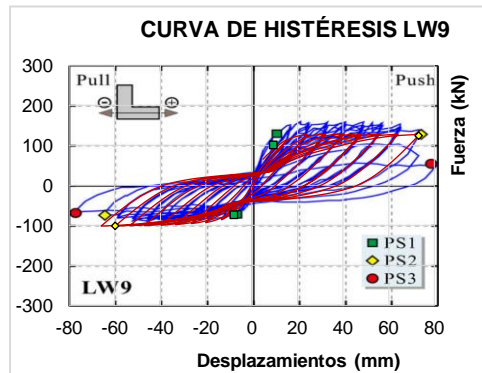
— Han, Chen, Ji, Xie, & Lu
— SeismoStruct V2020



Grupo 2



Grupo 3



En resumen, se presenta una tabla comparativa en la cual se puede identificar los valores de fuerza cortante máximos $V_{m\acute{a}x}(kN)$ obtenidos tanto en el trabajo de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) y los resultados del procesamiento de los mismos modelos en SeismoStruct V2020. Se calcula la diferencia en (kN) entre cada uno de ellos y finalmente se determina que porcentaje representa esa diferencia:

Tabla 22

Comparación fuerzas cortantes máximas de los modelos.

Modelo	$V_{m\acute{a}x}(kN)$		Diferencia	
	SeismoStruct V2020	Han	(kN)	(%)
LW1	234.51	245.00	10.49	4%
LW2	305.18	315.00	9.82	3%
LW3	236.84	345.00	108.16	31%
LW4	246.22	380.00	133.78	35%
LW5	164.05	190.00	25.95	14%
LW6	217.10	201.00	16.10	8%
LW7	194.68	201.00	6.32	3%
LW8	241.48	250.00	8.52	3%
LW9	128.58	135.00	6.42	5%
LW10	170.45	190.00	19.55	10%
LW11	155.71	200.00	44.29	22%
LW12	189.32	225.00	35.68	16%

Como se puede observar en la Tabla 22, los valores máximos de fuerza cortante de las curvas de histéresis de la investigación de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) son mayores en todos los casos a excepción de LW6, siendo así que para el modelo LW1, LW2, LW5, LW6, LW7, LW8, LW9, LW10, LW12 la diferencia

encontrada con los resultados de SeismoStruct V2020 varía de entre 6.32 a 35.68 kN que representa de un 3 al 16% , mientras que para los modelos LW3, LW4 y LW11 varía entre 44.29 a 133.78 kN siendo un 22 al 35% de variación.

Comparación de límite de deformación en el estado de desempeño de fluencia teórica (θ_1)

Se realiza la comparación entre los límites de deformación θ_1 presentados en la investigación desarrollada por (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) versus los valores obtenidos luego de procesar los resultados del modelamiento en SeismoStruct V2020.

Para la segunda parte antes mencionada, se calculan los valores de θ_1 utilizando dos metodologías:

La primera, la metodología propuesta por (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) descrita en el apartado de estados de desempeño de los modelos experimentales cuyos valores obtenidos de θ_1 se presentan en la Tabla 23.

Tabla 23

Comparación de θ_1 del trabajo de Han vs SeismoStruct V2020 con metodología de Han.

Límite de deformación en el estado de fluencia teórica θ_1				
MODELO	Resultados	Metodología de Han	Diferencia	
	de Han	aplicada	(mm)	(%)
LW1	10.77	4.50	6.27	58%
LW2	12.87	8.50	4.37	34%
LW3	9.29	5.00	4.29	46%
LW4	9.03	4.50	4.53	50%
LW5*	6.04	6.04	N/A	N/A
LW6*	11.30	11.30	N/A	N/A

LW7	7.58	6.00	1.58	21%
LW8	10.44	9.00	1.44	14%
LW9*	9.79	9.79	N/A	N/A
LW10*	12.38	12.38	N/A	N/A
LW11*	10.49	10.49	N/A	N/A
LW12*	15.26	15.26	N/A	N/A

*: el desplazamiento de fluencia para dichos modelos no varía puesto que se ajustó el valor de θ_1 a los valores presentados en el trabajo de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) debido a que el valor del desplazamiento obtenido con esta metodología no se adaptaba al punto PS1 de la curva de histéresis porque el valor de fuerza lateral correspondiente para dicho desplazamiento era mayor en ese punto y por tal motivo no aparecía en la curva de histéresis.

La segunda metodología utilizada es la de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) en la cual se encuentra el punto de desplazamiento (d_1) que es en donde se produce una deformación unitaria del acero de 0.002 y se sigue la misma metodología propuesta por (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) a partir del paso 4, para encontrar θ_1 cómo se puede observar en la Figura 55. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 24.

Figura 58

Metodología de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) para encontrar θ_1 .

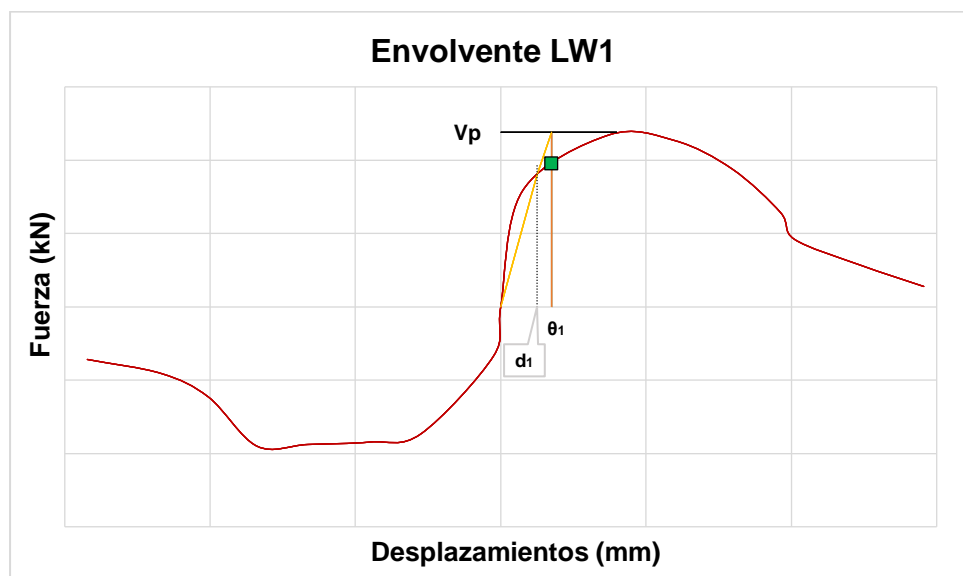


Tabla 24

Comparación de θ_1 del trabajo de Han vs SeismoStruct V2020 con metodología de Priestley.

Límite de deformación en el estado de fluencia teórica θ_1				
MODELO	Resultados	Metodología de Priestley	Diferencia	
	de Han	aplicada	(mm)	(%)
LW1	10.77	5.26	5.52	51%
LW2	12.87	5.19	7.67	60%
LW3	9.29	7.46	1.83	20%
LW4	9.03	4.45	4.58	51%
LW5*	6.04	13.09	7.05	117%
LW6*	11.30	8.96	2.33	21%
LW7	7.58	5.16	2.42	32%
LW8	10.44	10.27	0.17	2%
LW9*	9.79	11.23	1.44	15%

LW10*	12.38	9.07	3.31	27%
LW11*	10.49	9.11	1.39	13%
LW12*	15.26	9.48	5.78	38%

Para realizar una comparación entre las metodologías utilizadas para determinar θ_1 luego de procesar la información en SeismoStruct V2020 se presenta la Tabla 25.

Tabla 25

Comparación de metodologías para obtener θ_1 .

Límite de deformación en el estado de fluencia teórica θ_1				
MODELO	Metodología de	Metodología de	Diferencia	
	Han aplicada	Priestley aplicada	(mm)	(%)
LW1	4.50	5.26	0.76	17%
LW2	8.50	5.19	3.31	39%
LW3	5.00	7.46	2.46	49%
LW4	4.50	4.45	0.05	1%
LW5*	6.04	13.09	7.05	117%
LW6*	11.29	8.96	2.33	21%
LW7	6.00	5.16	0.84	14%
LW8	9.00	10.27	1.27	14%
LW9*	9.79	11.23	1.44	15%
LW10*	12.38	9.07	3.31	27%
LW11*	10.50	9.11	1.39	13%
LW12*	15.26	9.48	5.78	38%

En la Tabla 25, se puede apreciar que en los modelos LW2, LW4, LW6, LW7, LW8, LW10, LW11 y LW12 los valores de θ_1 calculados mediante la metodología de (Han , Chen , Ji, Xie , & Lu, 2018) son mayores a los calculados mediante la

sistemática propuesta por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), lo que significa que esta última es una forma más conservadora para determinar en donde se encuentra el límite de deformación o el punto del estado de desempeño de fluencia teórica.

Modelamientos numéricos con software especializado

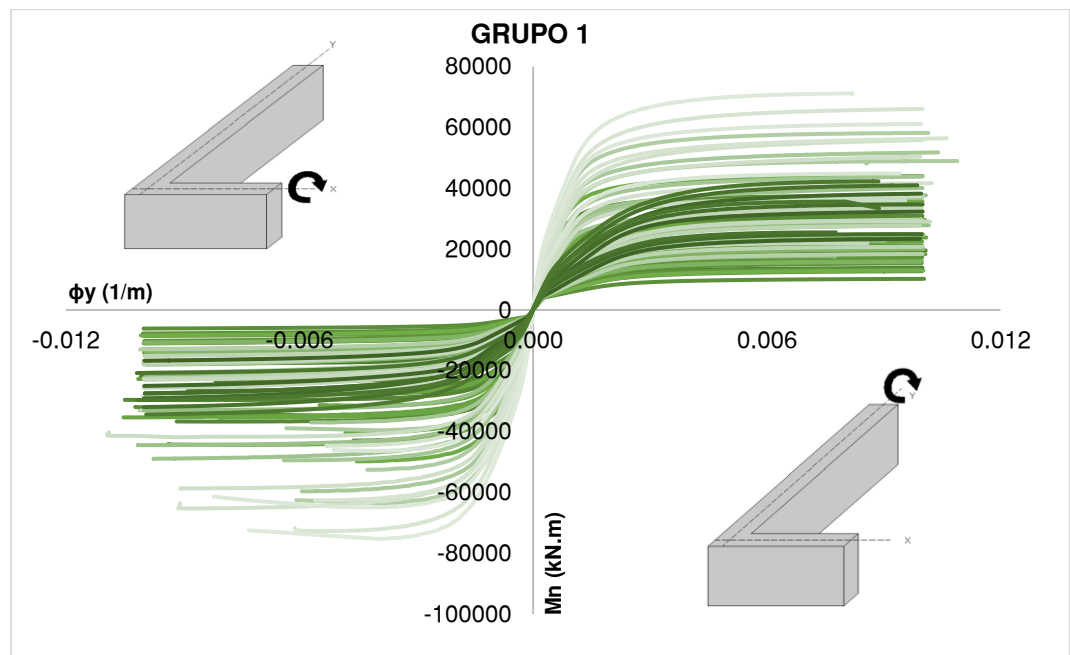
Luego de realizar el modelamiento de los diferentes muros de cada grupo detallado en la sección 3.3.1.1 y adjuntado en el Anexo C, se organiza los valores obtenidos y se muestra a continuación los resultados de la segunda etapa.

Resultados de curvas de momento vs curvatura

Se presenta en la Figura 56, las curvas de momento - curvatura $M_n - \phi_y$ de los 192 modelos del grupo 1. Se analiza que la tendencia de los resultados de curvatura de fluencia no está gobernada por el espesor del muro debido a que no existe una diferencia significativa en dichos valores, por lo que se decide descartar la variable del espesor y mantener 30 *cm* como valor constante. Además, se elimina $p = 3\%$ de las variables de cuantía por ser un valor poco utilizado para el diseño estructural y para evitar que se produzcan fallas abruptas en el hormigón debido al exceso de acero.

Figura 59

Resultados de las curvas $M_n - \phi_y$ del grupo 1.



Por ende, los 48 modelos restantes de la relación de 5/8 del grupo 1 se incluye en el grupo 2, es decir hay un total de 480 modelos. Los resultados de las curvas de $M_n - \phi_y$ del grupo 2 y 3 se encuentran en el Anexo A, los cuales se clasifican por cuantía debido a que se tiene más modelos dentro de este grupo por las nuevas relaciones de longitudes incluidas.

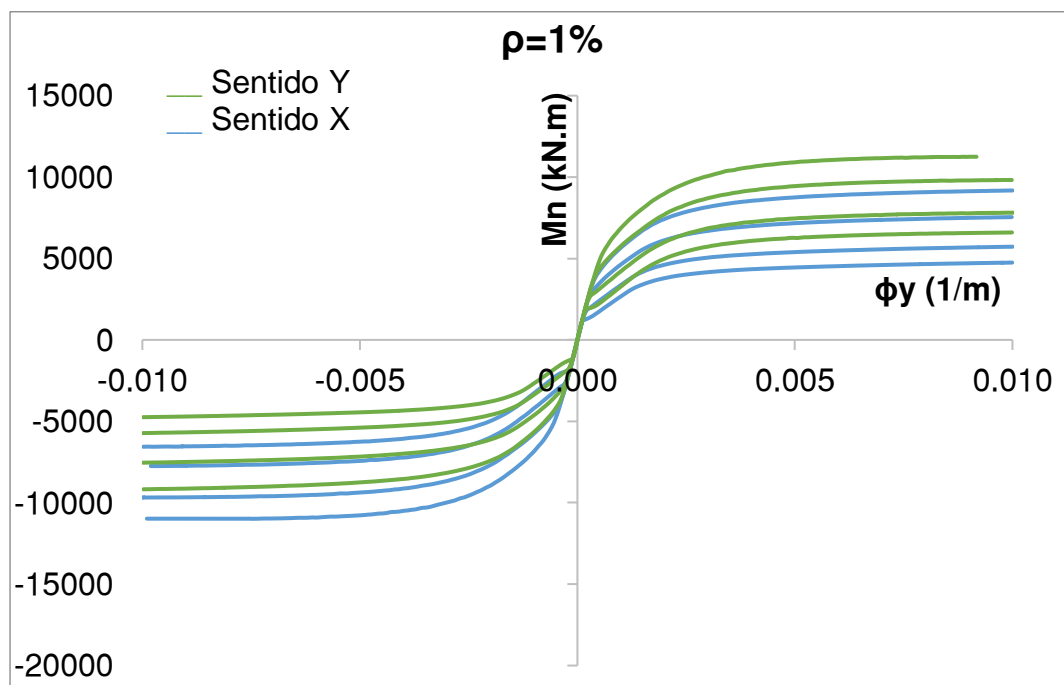
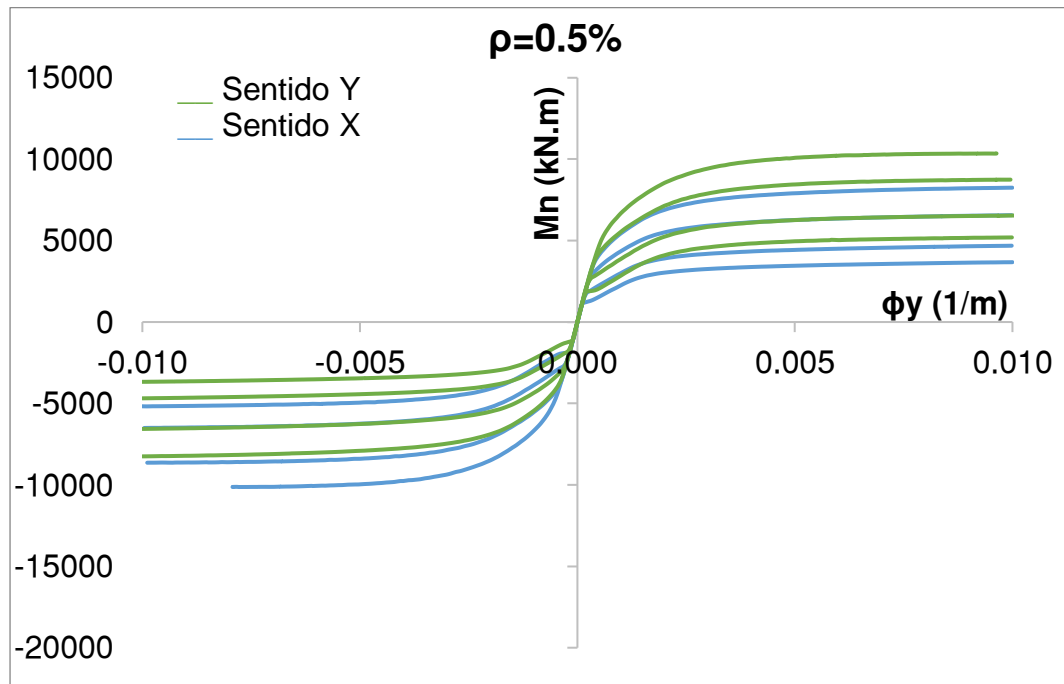
Diagramas de momento-curvatura de cada relación

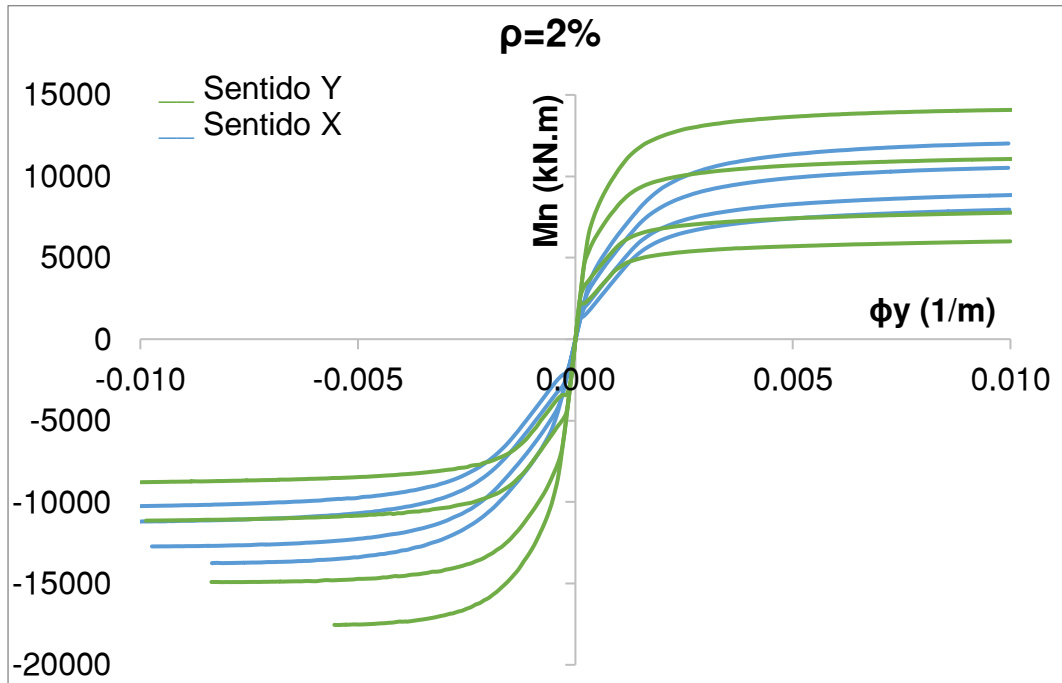
Para diferenciar los valores de cuantía en las diferentes relaciones modeladas anteriormente (B/l_w), se presentan las gráficas de Momento-Curvatura por cuantía de los muros modelados en el sentido X y Y sometidos a momentos positivos y negativos.

Relación (1/1)

Figura 60

Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/1).



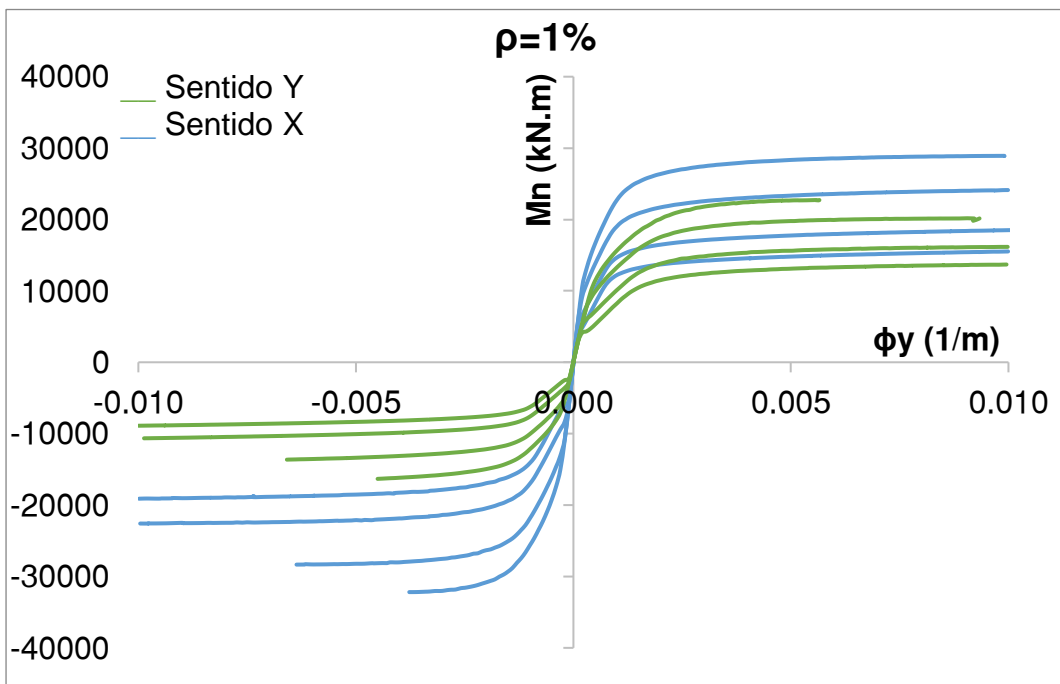
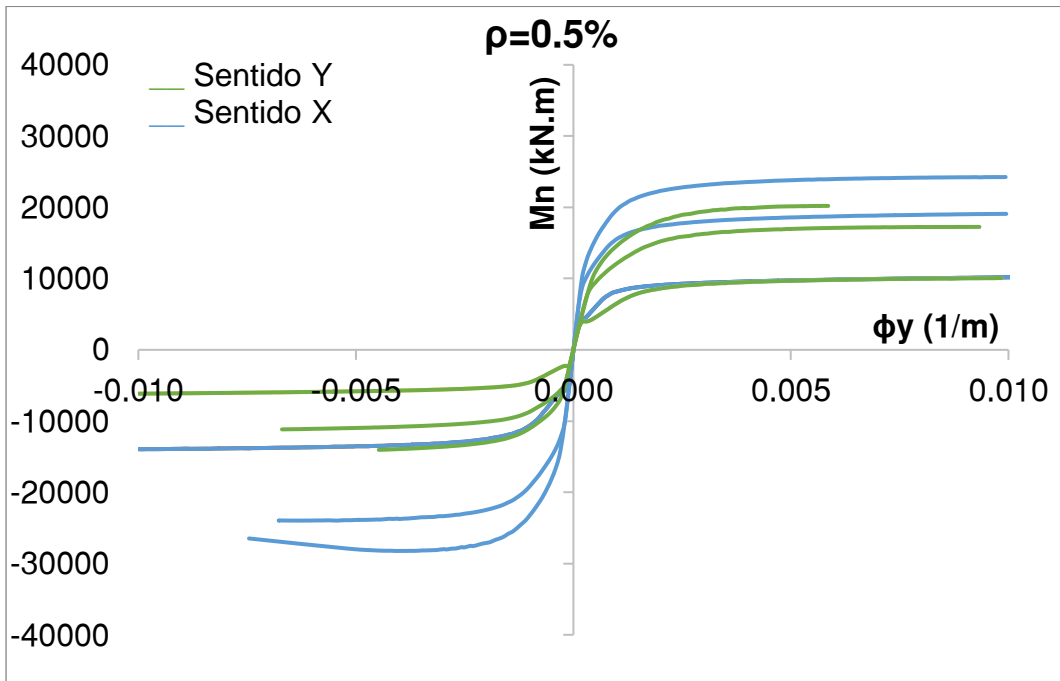


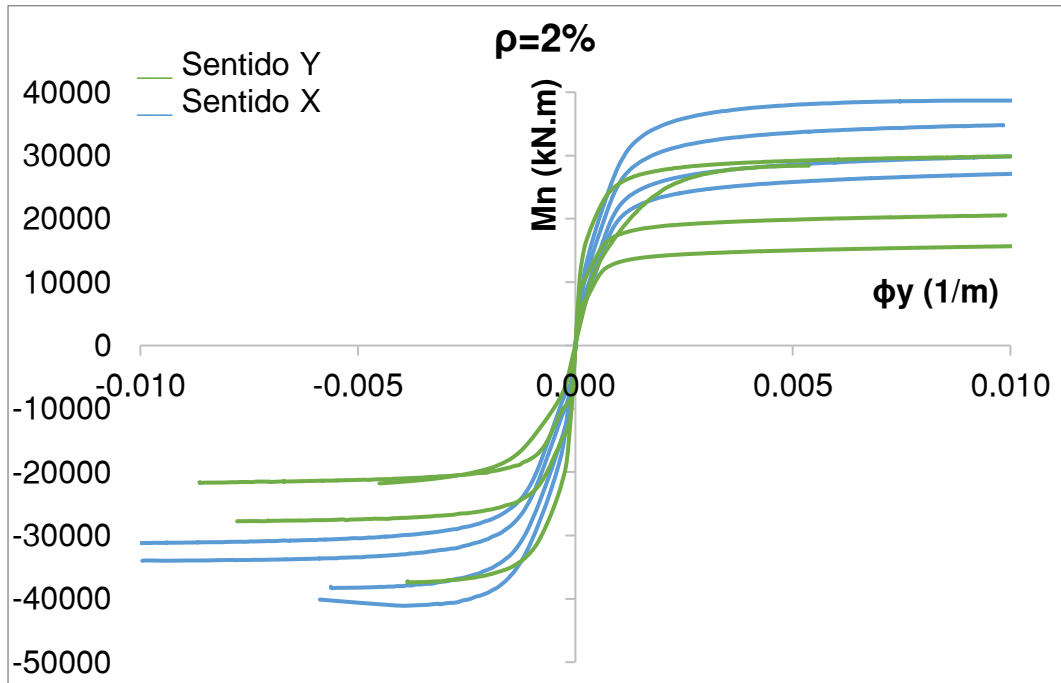
Se muestra en los diagramas que para una cuantía $\rho = 0.5\%$ y $\rho = 1\%$, frente a un momento positivo aplicado, el sentido Y tiene mayor capacidad y, por el contrario, ante un momento negativo, el sentido X presenta mayor momento resistente. La tendencia de la curvatura de fluencia es constante y el máximo momento de estas dos gráficas alcanzan un valor de ∓ 10000 ($\text{kN}\cdot\text{m}$).

La cuantía de $\rho = 2\%$, en un análisis del sentido Y (sentido largo) refleja mayor capacidad de momento e incremento frente a los otros porcentajes de cuantía y al otro sentido de análisis, llegan a un valor mayor a ∓ 10000 ($\text{kN}\cdot\text{m}$).

Relación 3/4**Figura 61**

Influencia de la cuantía de acero en la relación (3/4).



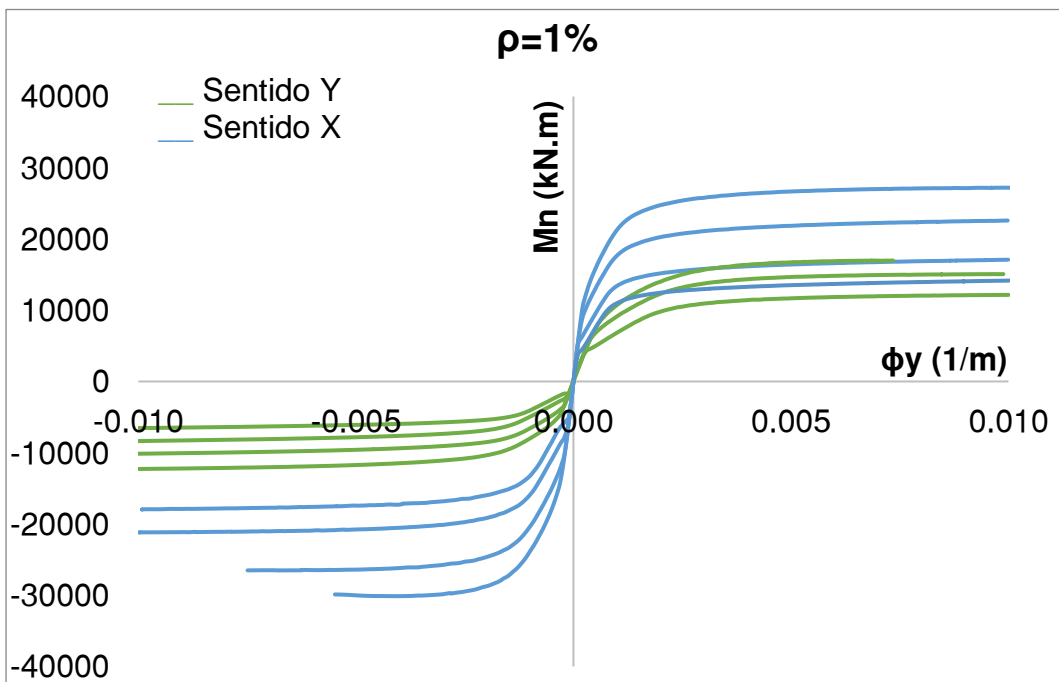
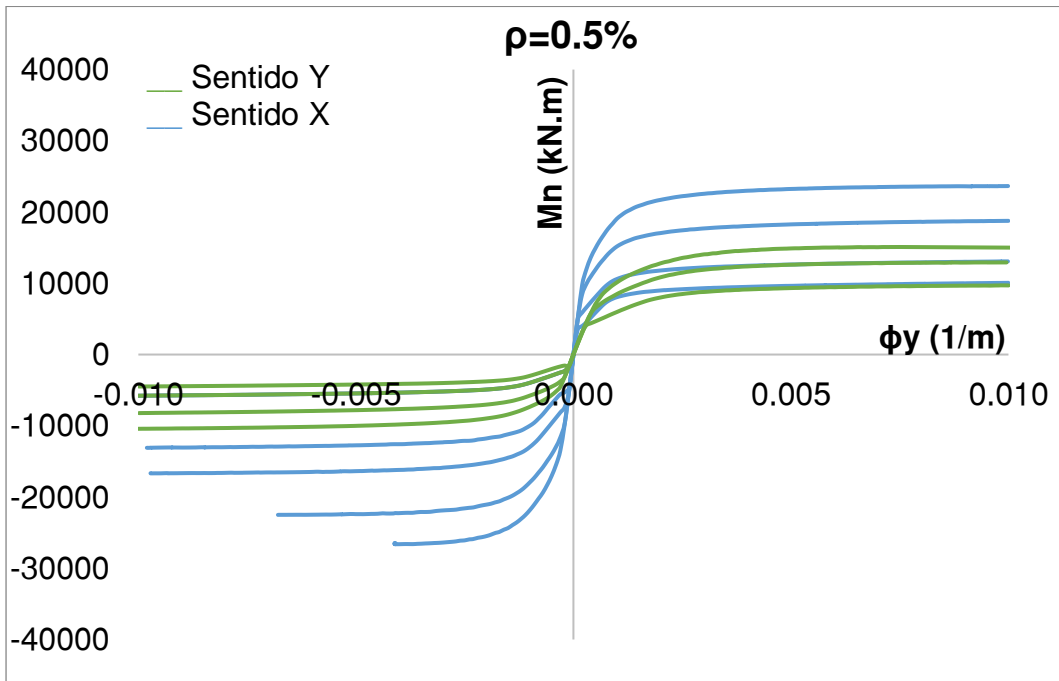


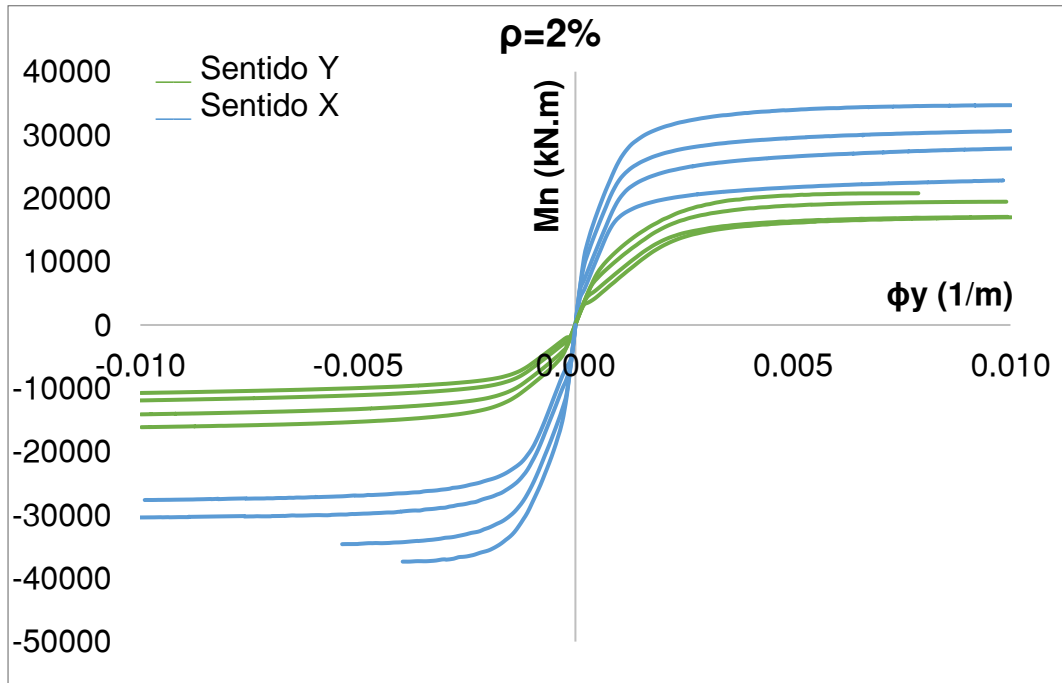
Para la relación 3/4, sobresalen las curvas del sentido X (sentido corto), con mayor capacidad de momento frente al Y.

El momento es directamente proporcional a la cuantía, mientras mayor armado tenga la estructura presenta mayor resistencia a momento. Para un 2% de cuantía, los momentos resistentes aumentan hasta 10000 ($\text{kN}\cdot\text{m}$) más a las de menor cuantía en los muros con menor sección de hormigón, es decir en el sentido corto del muro.

Relación (5/8)**Figura 62**

Influencia de la cuantía de acero en la relación (5/8).

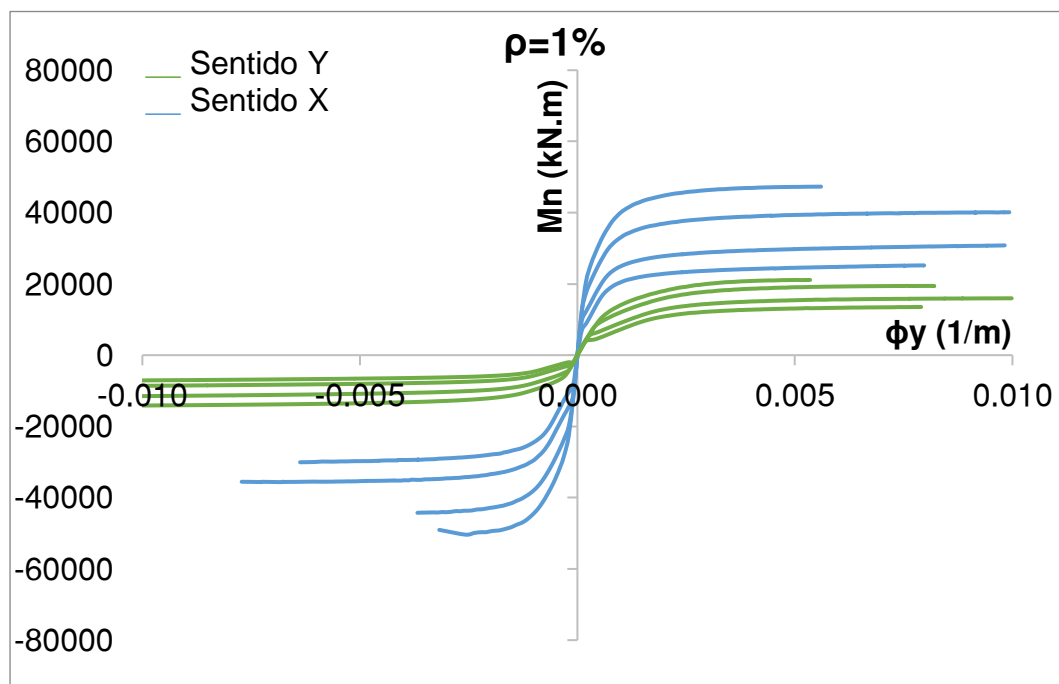
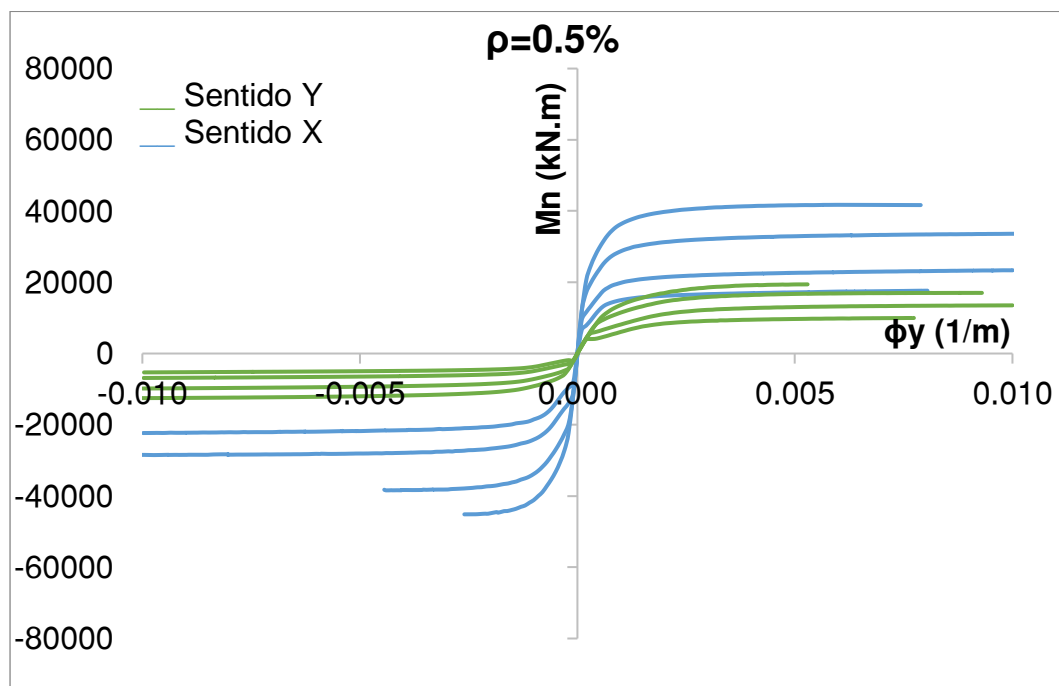


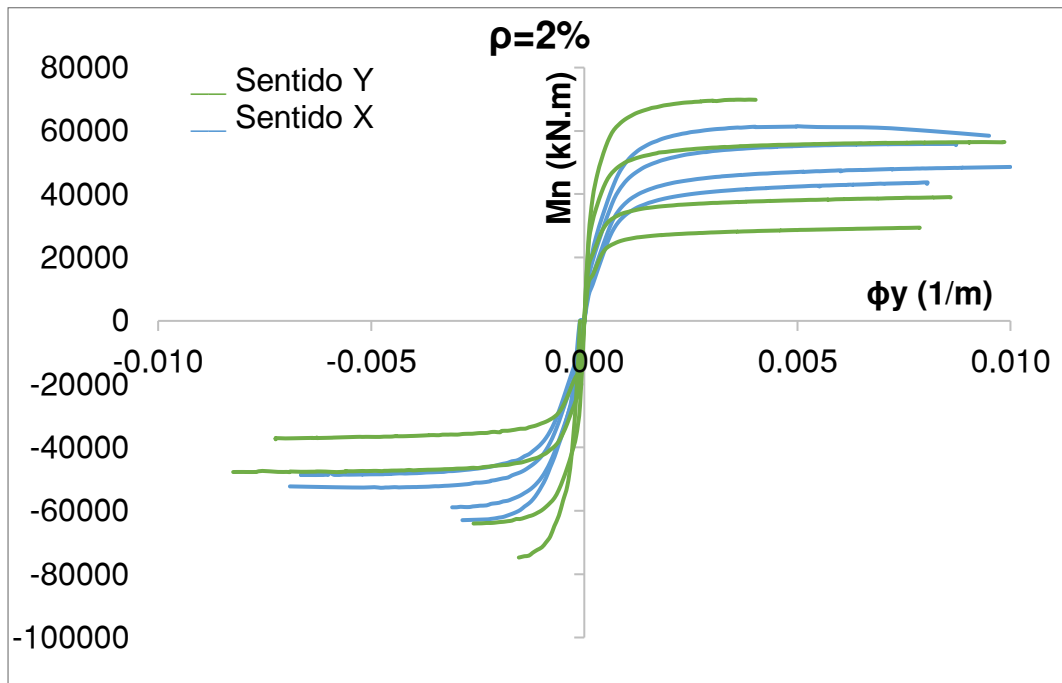


La relación de 5/8 muestra mayor capacidad de momento en las curvas del momento en X (sentido corto). Cuando se tiene mayor sección de hormigón, e incremento del armado, se presentan menores valores de momento pese a tener un pequeño crecimiento de la curvatura de fluencia.

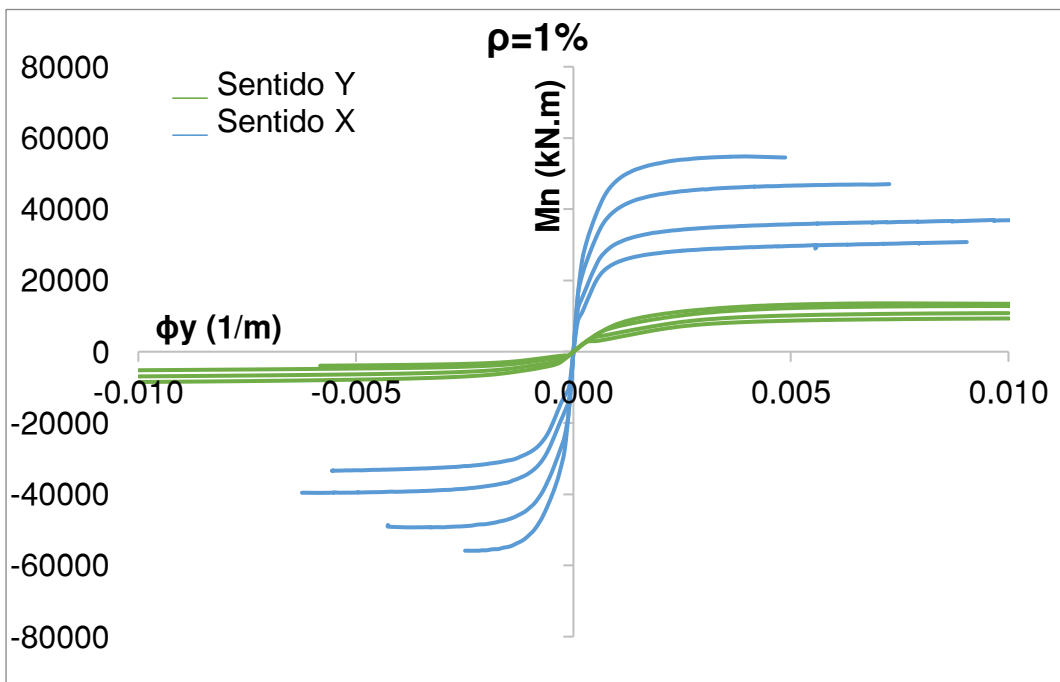
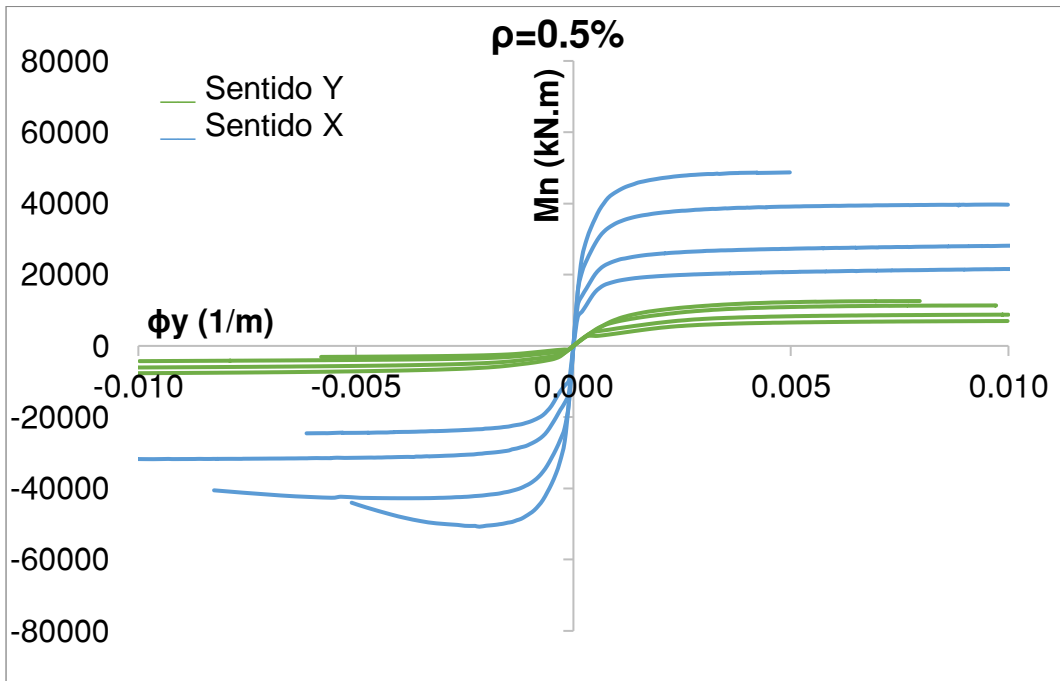
Relación (1/2)**Figura 63**

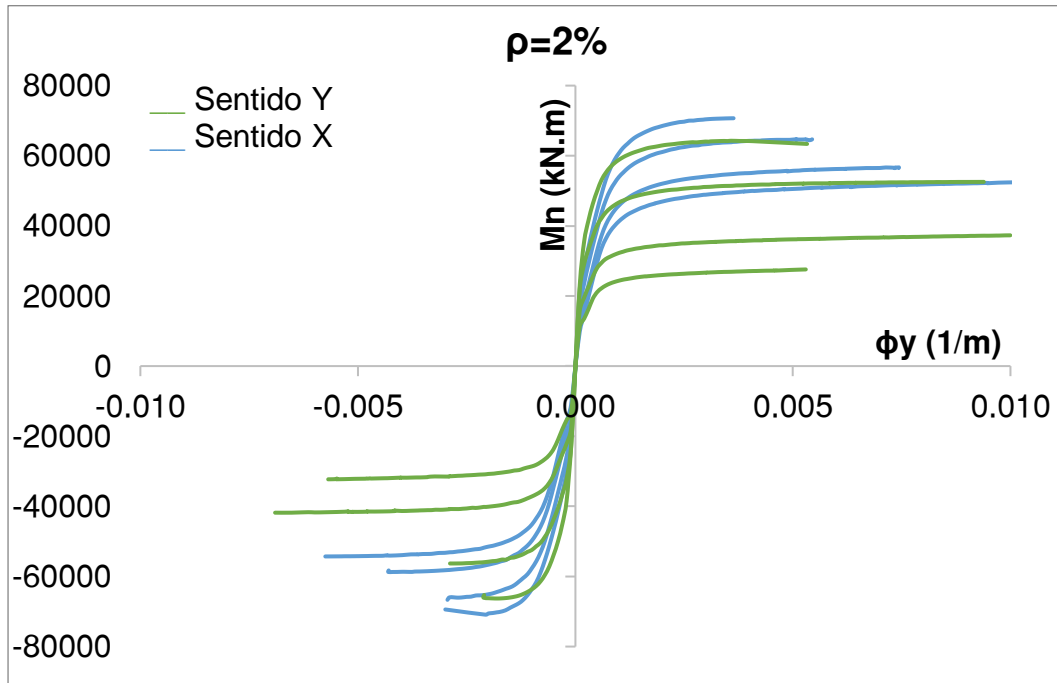
Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/2).





Para las cuantías $\rho = 0.5\%$ y $\rho = 1\%$ destacan las curvas en el sentido corto del muro y el momento que resiste incrementa. A partir de un armado de $\rho = 2\%$, la capacidad de momento incrementa proporcionalmente en los dos sentidos de análisis.

Relación (1/3)**Figura 64***Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/3).*

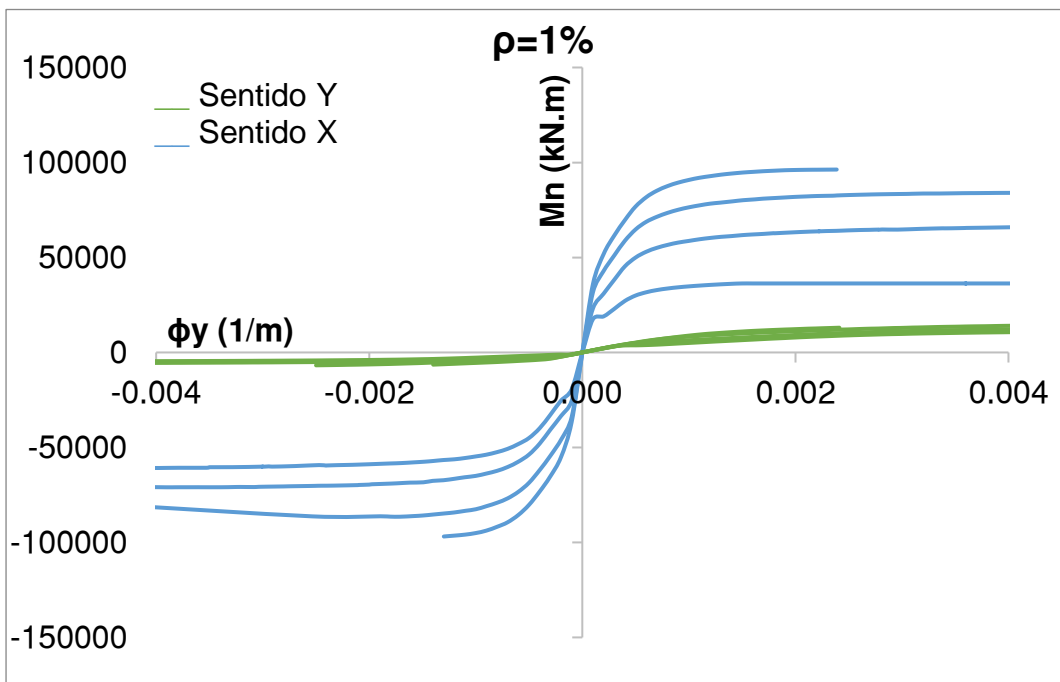
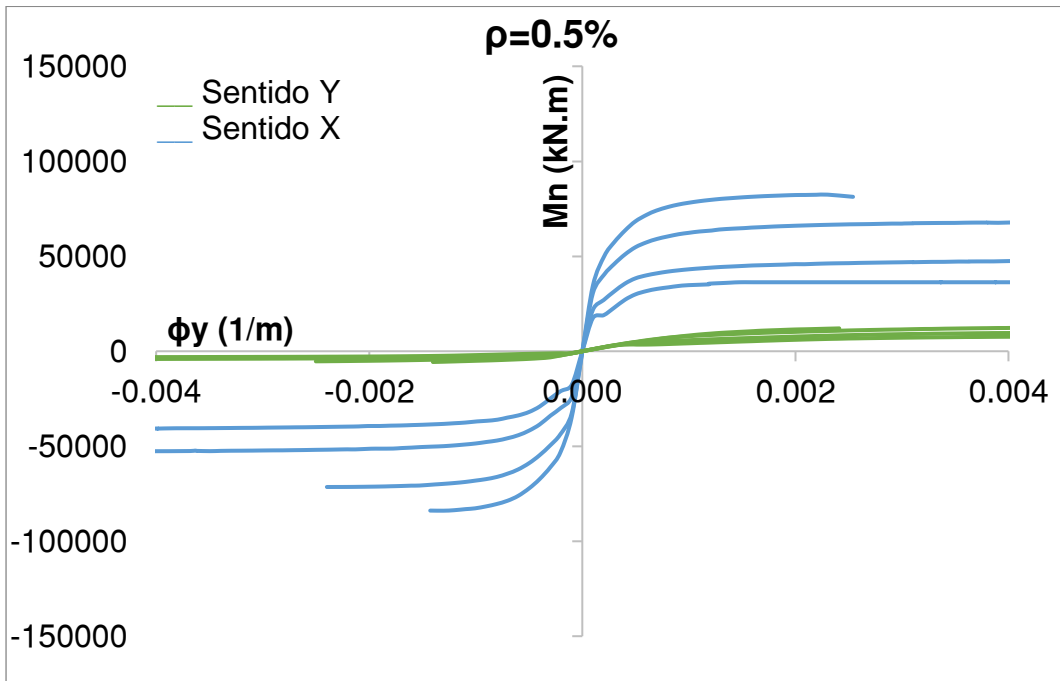


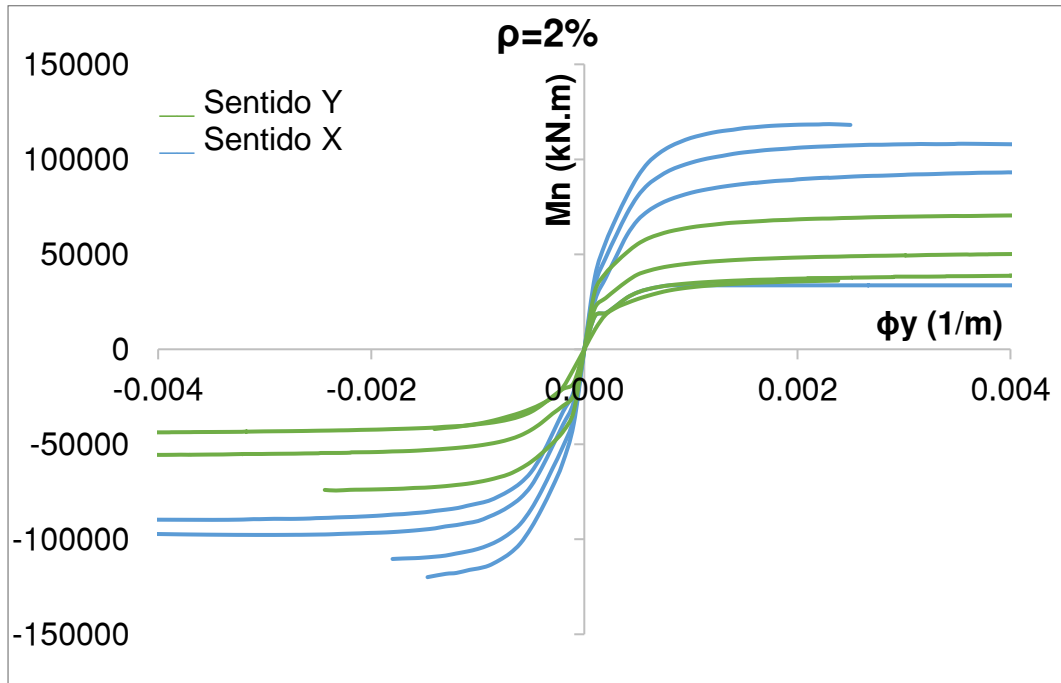
Al tener una relación pequeña de 1/3 se presenta mayor resistencia de momento, en los muros que tienen mayor cuantía en una menor longitud. Cuando la estructura está armada con un porcentaje de cuantía del 2%, mejora la capacidad en los dos sentidos de análisis, e incluso siendo el sentido corto con mayores valores de momento.

Relación (1/4)

Figura 65

Influencia de la cuantía de acero en la relación (1/4).





La capacidad de momento en la relación de $(1/4)$ es directamente proporcional a la cuantía de armado. Cuando la relación es pequeña, la longitud corta es la que prevalece a medida que aumenta la cuantía.

Resultados de curvatura de fluencia

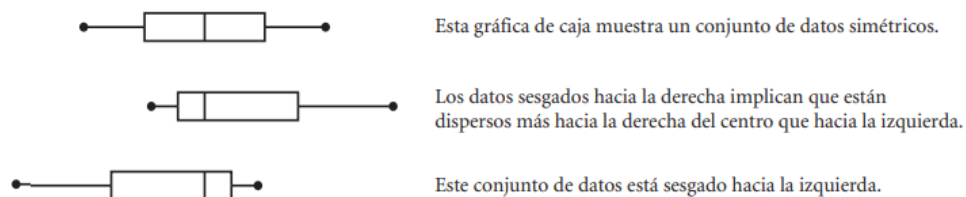
Curvatura de fluencia vs porcentaje de cuantía (ϕ_y vs $\% \rho$)

Los 480 resultados de curvatura de fluencia se presentan en un diagrama de caja, en el cual se puede identificar el valor de la mediana, el promedio y los valores atípicos en cada grupo.

Un diagrama de caja es una herramienta útil para mostrar la forma y dispersión de los datos. Los estadísticos usan la palabra forma para describir cómo se distribuyen los datos con relación a la posición de la medida de tendencia central. Los datos simétricos están equilibrados o casi equilibrados al centro. Los datos sesgados están dispersos más hacia un lado del centro que hacia otro lado como se presenta en la Figura 63. (Key Curriculum Press, 2010)

Figura 66

Tipos de Gráfica de caja según dispersión de datos.

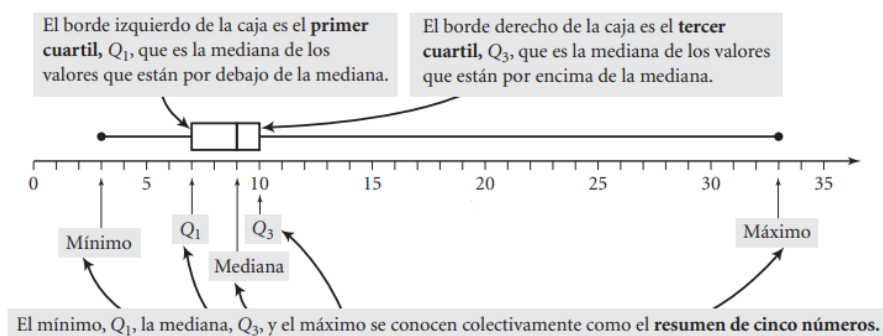


Fuente: (Key Curriculum Press, 2010)

A continuación, en la Figura 64, se explica a detalle cada uno de los elementos que componen el diagrama de caja. Los segmentos que salen desde la “caja” son “brazos” y los valores fuera de los brazos de la caja representan a los valores atípicos de cada conjunto de datos.

Figura 67

Elementos constitutivos del diagrama de caja.

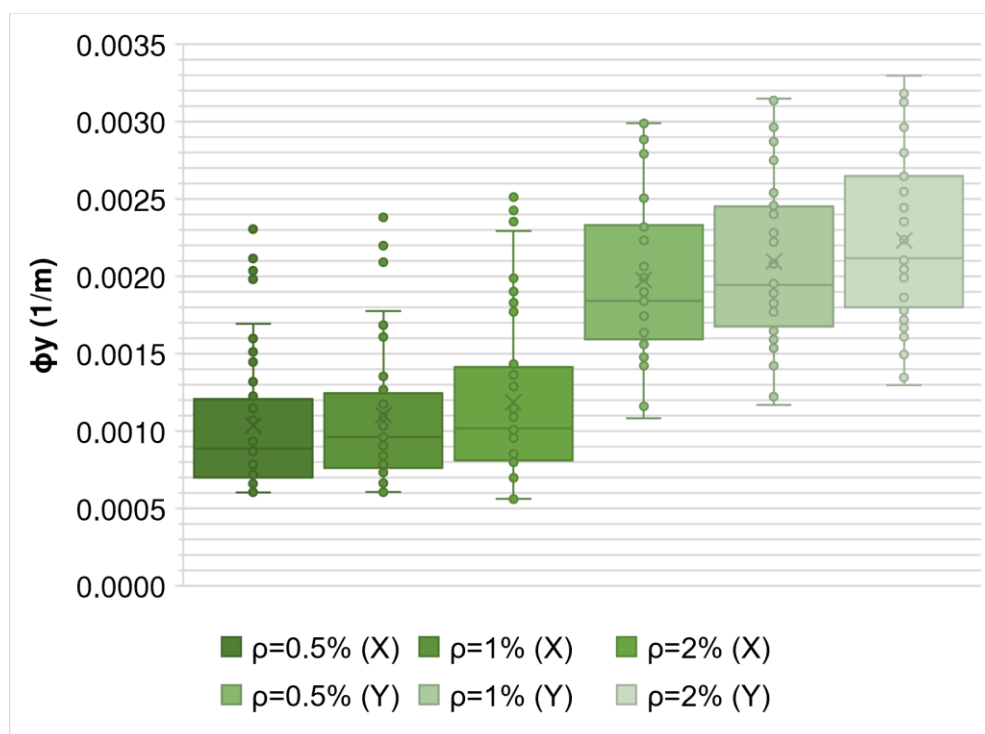


Fuente: (Key Curriculum Press, 2010)

Una vez explicado que es y para qué sirve un diagrama de caja, en la Figura 65 se han agrupado los diferentes valores de curvatura de fluencia obtenidos del análisis en el sentido X y Y positivos, del grupo 2 y 3:

Figura 68

Curvatura de fluencia por cada % de cuantía, sentido X y Y positivos.

**Tabla 26**

Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y positivos.

Grupo 2 y 3				
	Mínimo	Máximo	Mediana (---)	Promedio (x)
Sentido X (+)				
$\rho=0.5\%$	0.00061	0.00230	0.00089	0.00104
$\rho=1\%$	0.00061	0.00238	0.00096	0.00110
$\rho=2\%$	0.00056	0.00251	0.00102	0.00118
Sentido Y (+)				
$\rho=0.5\%$	0.00108	0.00299	0.00184	0.00198
$\rho=1\%$	0.00117	0.00315	0.00195	0.00210
$\rho=2\%$	0.00130	0.00330	0.00212	0.00223

El marcador “x” de los diagramas de caja representan a los valores promedio de cada grupo y la línea ubicada dentro de cada caja es la mediana. Se evidencia que la curvatura de fluencia en los modelos que se aplica un momento en el sentido Y positivo presentan un valor máximo promedio de 0.00223 que supera a los valores promedio del sentido contrario.

En la Figura 66 presenta los valores de curvatura de fluencia obtenidos del análisis en el sentido X y Y negativos, del grupo 2 y 3:

Figura 69

Curvatura de fluencia por cada % de cuantía, sentido X y Y negativos.

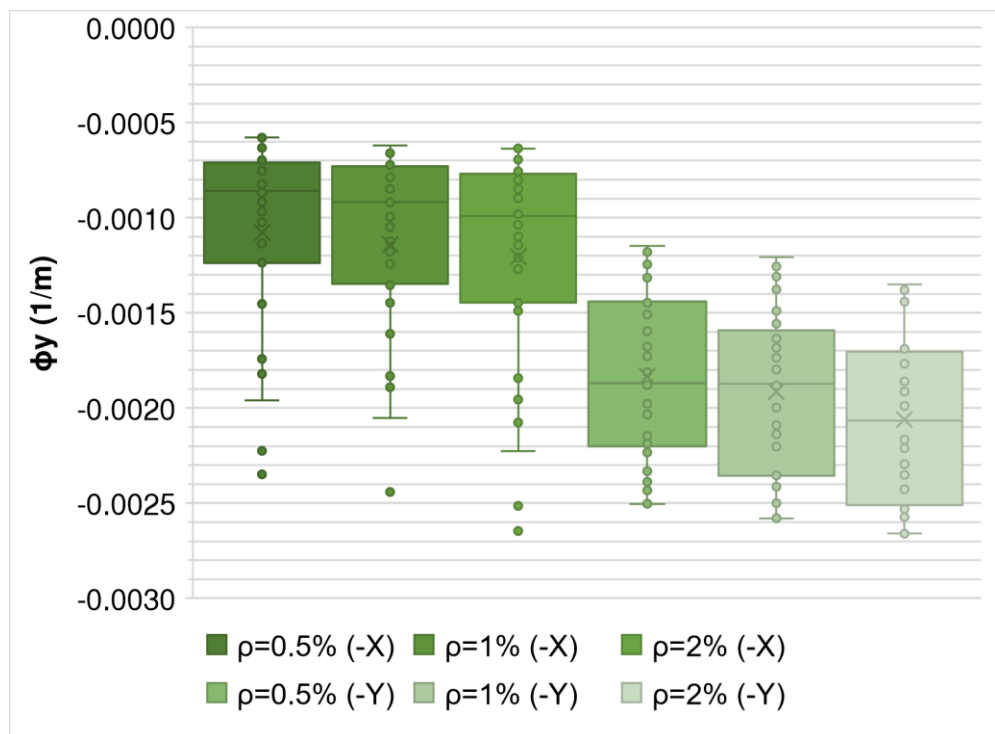


Tabla 27

Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y negativos.

Grupo 2 y 3				
	Mínimo	Máximo	Mediana (---)	Promedio (x)
Sentido X (+)				
p=0.5%	-0.00235	-0.00058	-0.00086	-0.00108
p=1%	-0.00244	-0.00062	-0.00092	-0.00114
p=2%	-0.00265	-0.00064	-0.00099	-0.00121
Sentido Y (+)				
p=0.5%	-0.00250	-0.00115	-0.00187	-0.00183
p=1%	-0.00258	-0.00121	-0.00187	-0.00191
p=2%	-0.00266	-0.00135	-0.00207	-0.00206

Se evidencia que la curvatura de fluencia en los modelos que se aplica un momento en el sentido Y positivo presentan un valor máximo promedio de -0.00206 que supera a los valores promedio del sentido contrario. Como se puede observar en la Figura 65, si el porcentaje de cuantía aumenta el valor de curvatura de fluencia aumenta.

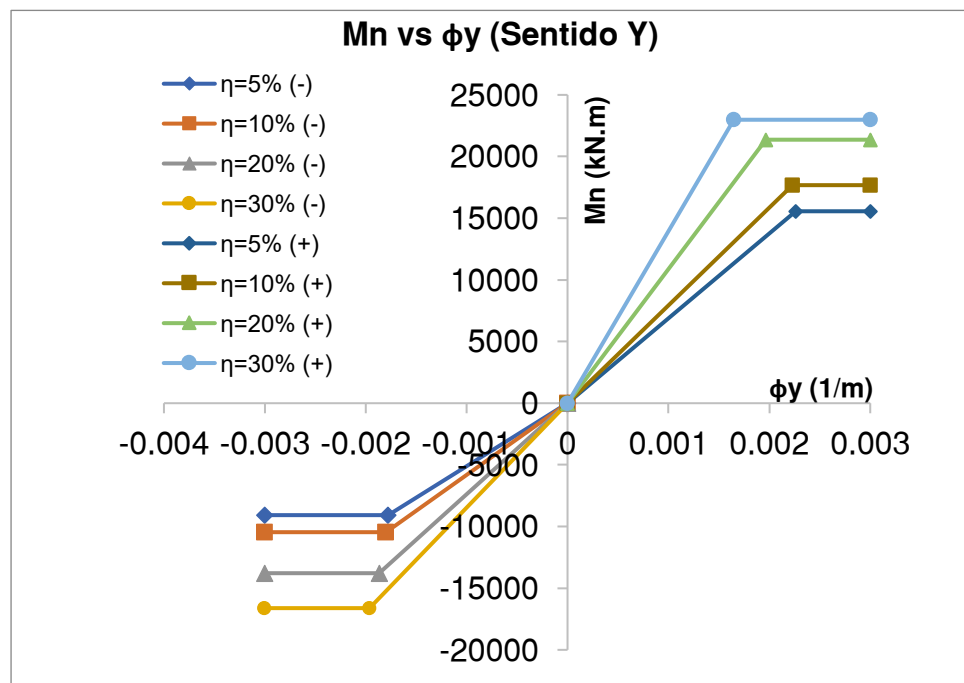
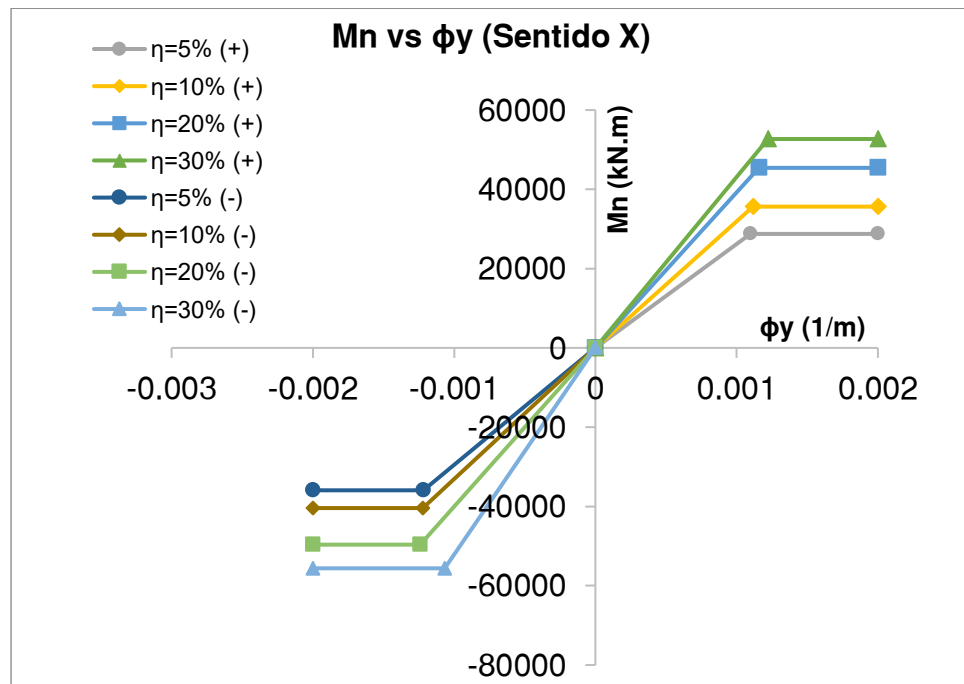
Curvatura de fluencia vs porcentaje de carga axial (ϕ_y vs $\% \eta$)

Para el procesamiento de los resultados se han generado curvas promedio de los resultados de momento máximo y curvatura de Fluencia (M_n vs ϕ_y) para cada porcentaje de carga axial como se observa en Figura 67, donde se realiza la bilinealización de la curva.

Las gráficas detallan la tendencia que tiene la carga axial (η) en los diagramas de momento-curvatura, donde η es dependiente de la resistencia del concreto f'_c y la sección del muro A_g . A medida que la carga axial aumenta, las propiedades de la sección mejoran y por tanto la capacidad del muro aumenta.

Figura 70

Momento vs curvatura de fluencia bilineal por carga axial.



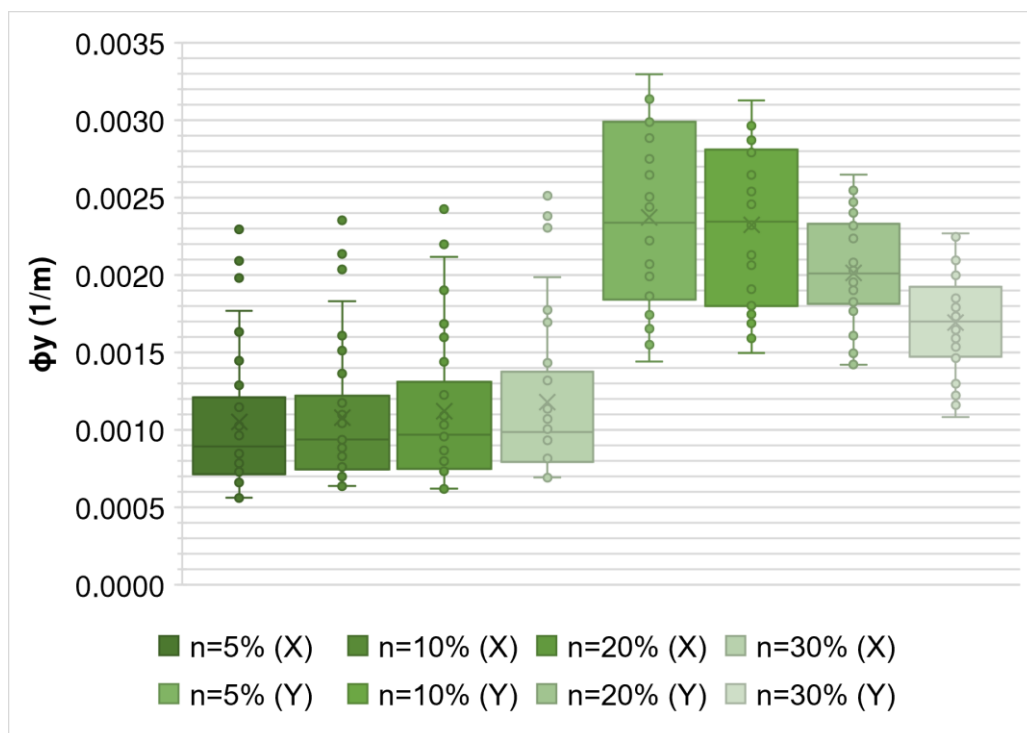
En cuanto a la curvatura ocurre lo contrario, en las estructuras sometidas a un momento positivo en sentido Y y momento negativo en sentido X, a mayor carga

axial se disminuye la curvatura de fluencia. Lo contrario sucede con los momentos restantes.

Para mayor detalle, en la Figura 68 se presenta los valores de curvatura de fluencia obtenidos del análisis en el sentido X y Y positivos de acuerdo al porcentaje de carga axial aplicado en cada ensayo de los modelos del grupo 2 y 3:

Figura 71

Curvatura de fluencia por cada % de carga axial, sentido X y Y positivos.



Al aplicar el momento en el sentido X (sentido corto) del espécimen y cuando el porcentaje de carga axial aplicada aumenta, el valor de curvatura de fluencia aumenta, mientras que cuando se aplica el momento en el sentido Y (sentido largo) y cuando el porcentaje de carga axial aplicada aumenta, la curvatura de fluencia tiende a disminuir.

Tabla 28

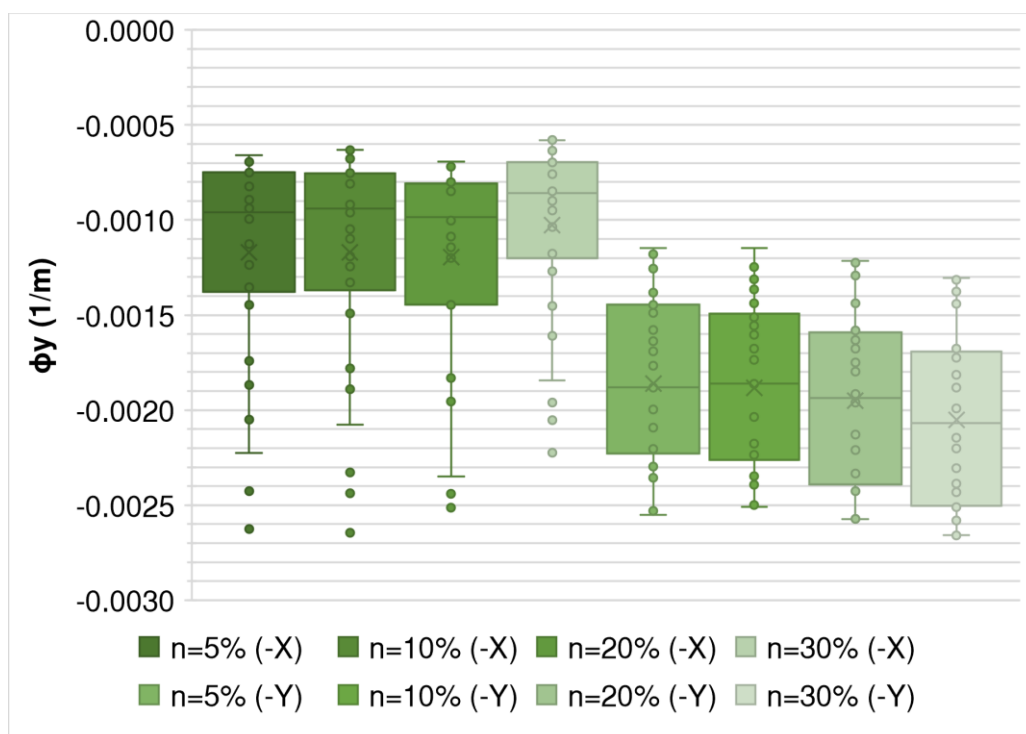
Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y positivos.

Grupo 2 y 3				
	Mínimo	Máximo	Mediana (---)	Promedio (x)
Sentido X (+)				
n=5%	0.00056	0.00229	0.00089	0.00105
n=10%	0.00064	0.00235	0.00094	0.00108
n=20%	0.00062	0.00242	0.00097	0.00112
n=30%	0.00069	0.00251	0.00099	0.00118
Sentido Y (+)				
n=5%	0.00144	0.00330	0.00234	0.00237
n=10%	0.00150	0.00313	0.00234	0.00232
n=20%	0.00142	0.00265	0.00201	0.00202
n=30%	0.00108	0.00227	0.00170	0.00169

En la Figura 69 se presenta los valores de curvatura de fluencia obtenidos del análisis en el sentido X y Y negativos de acuerdo con el porcentaje de carga axial aplicado en cada ensayo de los modelos del grupo 2 y 3:

Figura 72

Curvatura de fluencia por cada % de carga axial, sentido X y Y negativos.



Al aplicar el momento en el sentido X negativo (sentido corto) de la muestra y cuando el porcentaje de carga axial aplicada aumenta, el valor de curvatura de fluencia tiende en la mayoría de casos a disminuir, mientras que cuando se aplica el momento en el sentido Y (sentido largo) y cuando el porcentaje de carga axial aplicada va incrementado, la curvatura de fluencia tiende a aumentar.

Tabla 29

Resumen de diagrama de caja para el sentido X y Y negativos.

Grupo 2 y 3				
	Mínimo	Máximo	Mediana (---)	Promedio (x)
Sentido X (-)				
n=5%	-0.00262	-0.00066	-0.00096	-0.00117
n=10%	-0.00265	-0.00063	-0.00094	-0.00117

n=20%	-0.00251	-0.00069	-0.00099	-0.00120
n=30%	-0.00223	-0.00058	-0.00086	-0.00103
Sentido Y (-)				
n=5%	-0.00255	-0.00115	-0.00188	-0.00186
n=10%	-0.00251	-0.00115	-0.00186	-0.00188
n=20%	-0.00257	-0.00122	-0.00194	-0.00195
n=30%	-0.00266	-0.00131	-0.00207	-0.00205

Como se observa en la Figura 68, en el análisis del sentido X positivo (sentido corto) a mayor porcentaje de carga axial el valor de curvatura de fluencia tiende a aumentar mientras que en el sentido Y positivo (sentido largo) disminuye.

Como se observa en la Figura 69, en el análisis del sentido X negativo (sentido corto) a mayor porcentaje de carga axial el valor de curvatura de fluencia tiende a disminuir mientras que en el sentido Y negativo (sentido largo) aumenta.

Tabla 30

Curvatura de fluencia a medida que aumenta % carga axial para cada análisis.

Curvatura de fluencia	
Sentido X (+)	Aumenta
Sentido Y (+)	Disminuye
Sentido X (-)	Disminuye
Sentido Y (-)	Aumenta

Ecuación de curvatura de fluencia

Una vez obtenidos los resultados de curvatura de fluencia para los 480 modelos analizados, se despeja y calcula la constante k como se indica en la Ec.(54).

Para este proyecto se define como l_w a la distancia perpendicular al sentido de análisis, es decir si se requiere realizar el análisis en el sentido X positivo el valor de l_w será la dimensión paralela al sentido Y. Esto por la representación del software SeismoStruct V2020 para el momento. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que, para el análisis de la capacidad de la estructura o para el uso de la ecuación de la curvatura de fluencia, se considera la dirección del sismo de diseño por ende l_w es la distancia paralela al mismo.

Por ejemplo, en el análisis del sentido X positivo para el muro del caso 5 del grupo 2 con una relación $(B/l_w) = (3/4)$ y dimensión de $3.00 \times 4.00 \times 0.30$ m, $\rho = 0.5\%$, $\eta = 5\%$, la constante k se calcula como:

Tabla 31

Ejemplo de constante K para sentido X.

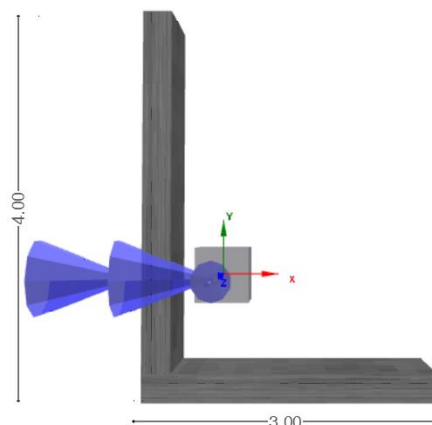
ρ	η	e	Sentido X		l_w	B	$k (+)$
			ϕ_y	ε_y			
0.5%	5.0%	30.00	0.001145	0.002625	4.00	3.00	1.75

$$k = \frac{\phi_y * l_w}{\varepsilon_y} = \frac{0.001145 * 4.00}{0.002625}$$

$$k = 1.75$$

Figura 73

Modelo SeismoStruct 3.00x4.00m.



Para los 480 modelos se realizó el mismo procedimiento y se obtuvo el valor de la constante k para cada uno. Seguido, se presenta una tabla resumen de los valores de k de cada caso tanto del grupo 2 como del grupo 3:

Tabla 32

Valores de k para grupo 2 y grupo 3.

Relación (B/l_w)	Valor k (Grupo 2)			
	Sentido X		Sentido Y	
	(+)	(-)	(+)	(-)
1/4 (2.0X8.0m)	2.05	2.20	2.23	1.85
1/3 (2.0X6.0m)	2.12	2.23	2.46	1.84
1/2 (2.7X5.4m)	2.06	2.22	2.43	1.87
5/8 (2.5x4.0m)	1.94	2.25	2.40	1.96
3/4 (3.0X4.0m)	1.94	2.20	2.20	1.85
1/1 (2.3X2.3m)	1.95	2.34	2.36	1.95
Promedio	2.01	2.24	2.35	1.89

Relación (B/l_w)	Valor k (Grupo 3)			
	Sentido X		Sentido Y	
	(+)	(-)	(+)	(-)
1/3 (2.3X6.9m)	2.12	2.24	2.41	1.81
1/2 (3.5X7.0m)	2.05	2.35	2.43	1.75
3/4 (3.75X5.0m)	1.96	2.37	2.42	1.83
1/1 (3.0X3.0m)	1.93	2.36	2.39	1.93
Promedio	2.02	2.33	2.41	1.83

Tabla 33

Valores de k promedio grupo 2 y 3.

Relación (B/l_w)	Valor k (Grupo 2 y 3)			
	Sentido X		Sentido Y	
	(+)	(-)	(+)	(-)
1/4	2.05	2.20	2.23	1.85
1/3	2.12	2.24	2.44	1.82
1/2	2.05	2.29	2.43	1.81
5/8	1.94	2.25	2.40	1.96
3/4	1.95	2.28	2.31	1.84
1/1	1.94	2.35	2.37	1.94
Promedio	2.01	2.27	2.36	1.87

En la Tabla 33, se observa un valor de k para cada sentido de análisis positivo y negativo correspondiente específicamente a una relación de (B/l_w). Por ejemplo, si se desea utilizar la relación entre distancias de la sección tipo L de

$(B/l_w) = (1/4)$, en el sentido de análisis X positivo se utiliza $k = 2.05$ para la ecuación de curvatura de fluencia.

Seguido, se promedian todos los valores de cada análisis y se define un valor general para k , siendo este:

$$k = 2.10$$

Por último, se reemplaza k en la Ec. (53) para obtener la ecuación final de curvatura de fluencia para muros de hormigón armado tipo L:

$$\phi_y = 2.10 * \frac{l_w}{\epsilon_y} \quad (55)$$

Para obtener los datos M_y y ϕ'_y correspondientes al momento y curvatura en el punto de primera fluencia respectivamente, se define cuando: la fibra extrema de hormigón a compresión (a distancia máxima desde el eje neutro) alcanza una deformación de 0.002 o cuando la varilla de refuerzo más alejada del eje neutro alcanza el límite elástico que para este proyecto será cuando alcancé una deformación unitaria $\epsilon_y = 0.002625$. Se tomará cualquiera de los dos casos que ocurra primero. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

$$\epsilon_y = \frac{f_{ye}}{E_s}$$

$$\epsilon_y = \frac{525 \text{ (MPa)}}{200000 \text{ (MPa)}}$$

$$\epsilon_y = 0.002625$$

Dependiendo en donde ocurra el punto de primera fluencia y debido a que el menor valor de curvatura de fluencia es el que gobierna a continuación se diferencian dos ecuaciones para el cálculo de la curvatura de fluencia para muros de hormigón armado tipo L:

- a) Cuando el punto de primera fluencia del elemento alcanza en primer lugar la deformación unitaria del concreto $\varepsilon_{y,c}$ antes que la del acero.

Compresión del concreto:

$$\phi_{y,c} = 2.35 * \frac{l_w}{\varepsilon_{y,c}} \quad (56)$$

- b) Cuando el punto de primera fluencia del elemento alcanza primero la deformación unitaria del acero $\varepsilon_{y,s}$ antes que la del concreto. Ver Figura 71.

Tensión del refuerzo

$$\phi_{y,s} = 2.00 * \frac{l_w}{\varepsilon_{y,s}} \quad (57)$$

Por ejemplo, para un modelo de muro de sección tipo L, en la Figura 71 se indica cuando para su respectiva deformación unitaria del acero y concreto alcanzaron el punto de primera fluencia.

Figura 74

Curva de capacidad y punto de fluencia para el acero y el concreto.

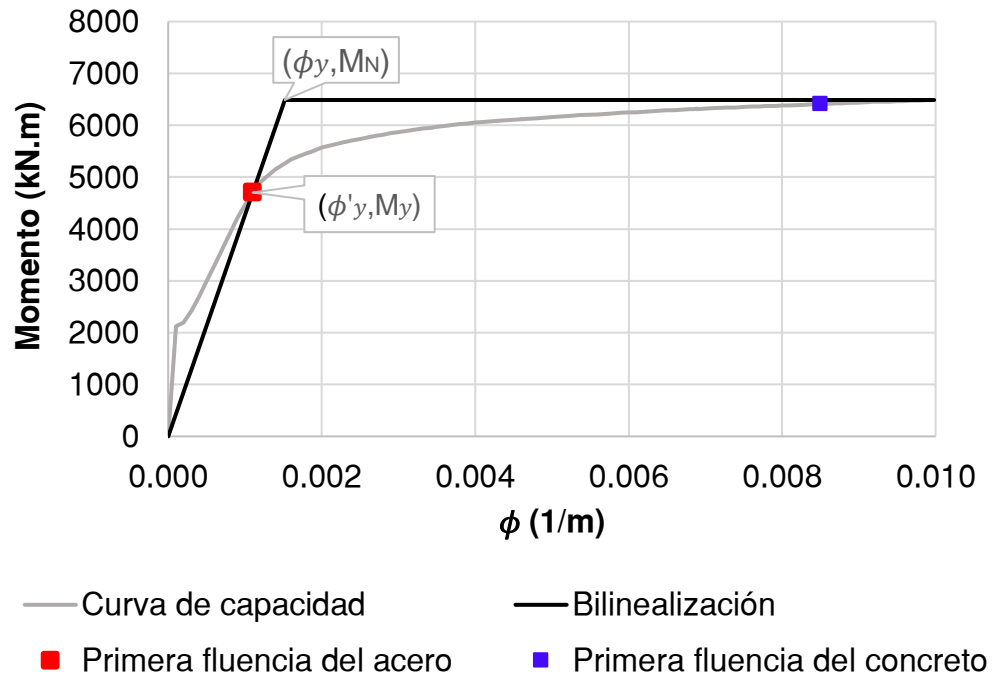


Tabla 34

Valores de los materiales mostrados en la Figura 71.

	Deformación unitaria	ϕ (1/m)	M (kN.m)
Acero	0.002625	0.001100	4702.81
Concreto	0.002000	0.008490	6410.70

Aplicación de la ecuación de curvatura de fluencia en un edificio

La tercera etapa del proyecto se justifica mediante un ejercicio académico para la aplicación de la ecuación (55) en un edificio supuesto donde los muros de hormigón armado tipo L son los principales elementos estructurales que contribuyen en el desempeño de la estructura global.

El edificio de oficinas cuenta con 8 pisos y dimensiones $25.10 \times 13.50 \text{ m}$, 3 pórticos verticales y 4 horizontales. Se ubica los 4 muros tipo L de $3.75 \times 5.00 \text{ m}$, y además el eje largo del edificio y el lado largo del muro coinciden con el eje Y.

Figura 75

Vista en planta del edificio de 8 pisos.

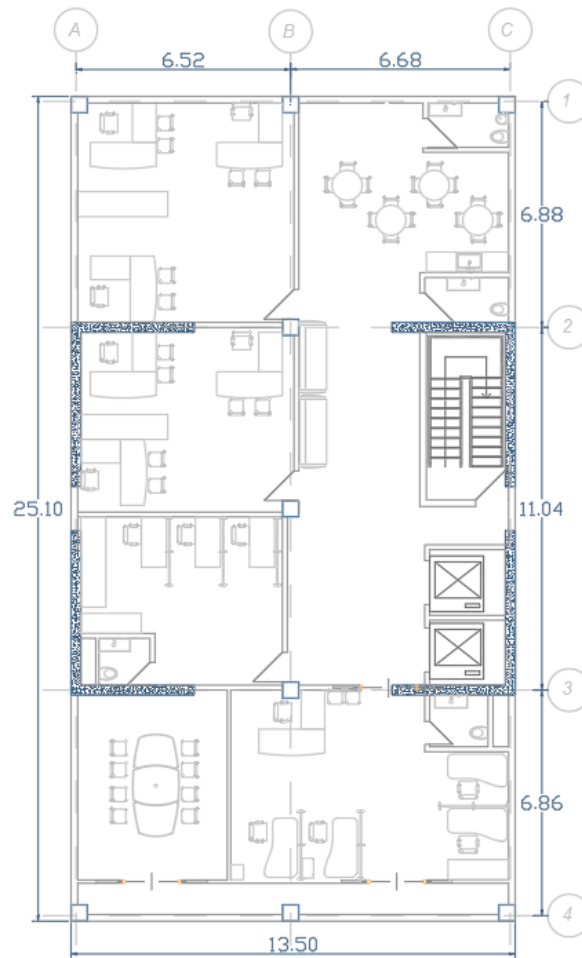


Tabla 35*Propiedades de los muros tipo L.*

DATOS	
f_y (MPa)	420
f_{ye} (MPa)	525
E_s (MPa)	210000
ε_{su}	0.10
ε_{sy}	0.0025
θ_c	0.02
H_i (m)	3
N° pisos	8
H_n (m)	24
l_w (m)	5

Método DDBD para muros tipo L.

1. Obtener la curvatura de fluencia para una sección de un muro de hormigón armado tipo L mediante la Ec.(55)

$$\phi_y = 2.10 * \frac{\varepsilon_y}{l_w} = 0.00105 \text{ (1/m)}$$

2. Perfil de desplazamientos de fluencia Ec.(29).

Tabla 36*Perfil de desplazamientos de fluencia.*

Piso	H_i (m)	Δ_{yi}
8	24	0.2016
7	21	0.1640

6	18	0.1276
5	15	0.0935
4	12	0.0630
3	9	0.0372
2	6	0.0173
1	3	0.0045

3. Calcular el límite de curvatura Ec.(30) y (31).

$$\varepsilon_{su} = 0.10$$

$$\varepsilon_{s,m\acute{a}x} = 0.6\varepsilon_{su} = 0.06$$

$$\phi_{ls} = \frac{1.2\varepsilon_{s,m\acute{a}x}}{l_w} = 0.0144 \text{ (1/m)}$$

4. Calcular el perfil de desplazamientos de dise\~no Ec.(32)

a) Control por deformaciones unitarias

$$k = 0.15 \left(\frac{fu}{fy} - 1 \right) = 0.15 * \left(\frac{525}{420} - 1 \right) = 0.0375$$

$$**k = 0.0375**$$

$$H_e = 0.7 * H_n = 0.7 * 24 = 16.8 \text{ (m)}$$

$$L_{sp} = 0.22f_{ye} \cdot d_{bl} = 0.22 * (525) * (20/1000)$$

$$**L_{sp} = 0.2310 \text{ (m)}**$$

$$L_p = k \cdot H_e + 0.1l_w + L_{sp} = 0.0375 * 16.8 + 0.1 * 5 + 0.2310$$

$$**L_p = 1.6310(m)**$$

R\~otula pl\~astica Ec.(33)

$$\theta_p = (\phi_{ls} - \phi_y) * L_p = (0.0144 - 0.00105) * 1.6310$$

$$\theta_p = 0.0218$$

b) Control por deriva

$$\theta_{yn} = \frac{\phi_y * H_n}{2} = \frac{0.00105 * 24}{2}$$

$$\theta_{yn} = \mathbf{0.0126}$$

$$\theta_{dn} = (\theta_{yn} + \theta_p) = (0.0126 + 0.0218)$$

$$\theta_{dn} = \mathbf{0.0344}$$

Según, Norma Ecuatoriana de la construcción para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera (NEC-SE-DS, 2015):

$$\theta_c = \mathbf{0.020}$$

Por lo tanto:

$$\theta_{dn} > \theta_c$$

$$0.0344 > 0.020$$

Cuando $\theta_{dn} > \theta_c$, el perfil de desplazamientos de diseño será gobernado por las derivas y la rotación plástica se calculará como:

$$\theta_p = \theta_c - \theta_{yn} = 0.020 - 0.0126$$

$$\theta_p = 0.00740$$

Finalmente reemplazando en Ec.(32):

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\phi_y}{2} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) + \theta_p H_i$$

Tabla 37

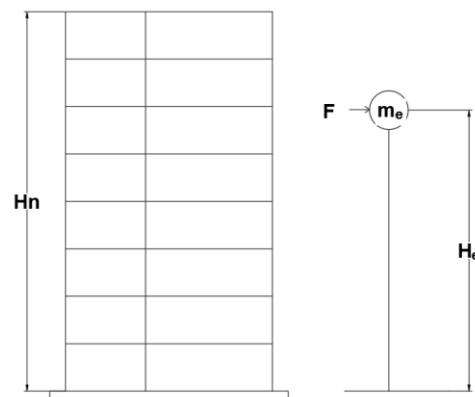
Perfil de desplazamientos de diseño.

<i>Piso</i>	$H_i(m)$	$\Delta_i(m)$
8	24	0.3792
7	21	0.3194
6	18	0.2608
5	15	0.2045
4	12	0.1518
3	9	0.1038
2	6	0.0617
1	3	0.0267

5. Transformar el sistema de múltiples grados de libertad al SDOF

Figura 76

Simulación SDOF del edificio de 8 pisos.



a) Desplazamiento de diseño equivalente SDOF Ec.(41)

La masa de cada piso se calculó de la siguiente manera:

Tabla 38*Masa por piso.*

Masa por piso		
Losa	0.4208	T/m^2
Vigas	0.2104	T/m^2
Columnas	0.1	T/m^2
Acabados	0.2	T/m^2
Carga Muerta	0.9312	T/m^2
Carga Viva	0.0625	T/m^2
Carga total	0.9937	T/m^2
Área	338.85	T/m^2
Peso	336.72	T
Masa por piso	34.32	$T * s^2/m$

Tabla 39*Cálculo para obtener el desplazamiento de diseño equivalente.*

<i>Piso</i>	$H_i(m)$	$\Delta y_i(m)$	$\Delta_i(m)$	m_i	$m_i * \Delta_i$	$m_i * \Delta_i^2$	$m_i * \Delta_i * H_i$
8	24	0.2016	0.3792	34.32	13.02	4.94	312.37
7	21	0.1640	0.3194	34.32	10.96	3.50	230.22
6	18	0.1276	0.2608	34.32	8.95	2.33	161.11
5	15	0.0935	0.2045	34.32	7.02	1.44	105.30
4	12	0.0630	0.1518	34.32	5.21	0.79	62.52
3	9	0.0372	0.1038	34.32	3.56	0.37	32.07
2	6	0.0173	0.0617	34.32	2.12	0.13	12.71

1	3	0.0045	0.0267	34.32	0.92	0.02	2.75
Suma				274.59	51.76	13.52	919.06

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = 13.52/51.76$$

$$\Delta_d = \mathbf{0.2613 (m)}$$

b) Masa Efectiva Ec.(42)

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = 51.76/0.2613$$

$$m_e = \mathbf{198.10 (T * s^2/m)}$$

c) Altura Equivalente Ec.(43)

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = 919.06/51.76$$

$$H_e = \mathbf{17.76 (m)}$$

d) Desplazamiento de fluencia equivalente Ec.(44)

$$\Delta_{ye} = \frac{\phi_y}{2} H_e^2 \left(1 - \frac{H_e}{3H_n}\right) = \frac{0.0105}{2} * (17.76)^2 * \left(1 - \frac{17.76}{3 * 24}\right)$$

$$\Delta_{ye} = \mathbf{0.1247 (m)}$$

e) Amortiguamiento viscoso equivalente Ec.(45) y (46).

$$\mu_\Delta = \frac{0.2613}{0.1247}$$

$$\mu_\Delta = \mathbf{2.0950}$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.44 \left(\frac{\mu_\Delta - 1}{\mu_\Delta \pi}\right) = 0.05 + 0.44 \left(\frac{2.0950 - 1}{2.0950 * \pi}\right)$$

$$\xi_{eq} = \mathbf{0.1239 = 12.39 \%}$$

6. Determinar el cortante en la base del muro

a) Espectro sísmico elástico de diseño en desplazamiento

Es el espectro elástico de diseño de desplazamiento (definido para una fracción del amortiguamiento respecto igual al crítico a 5% según (NEC-SE-DS, 2015):

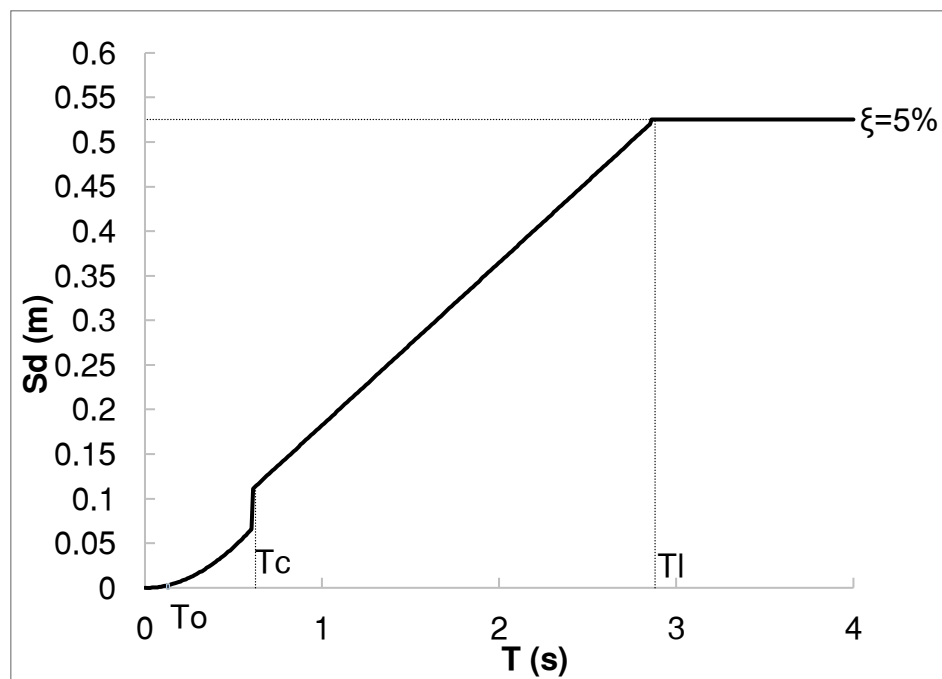
Tabla 40

Datos para calcular espectro elástico de diseño de desplazamiento.

Tipo de suelo	D
Factor Z	0.4
n	2.48
F_a	1.2
F_d	1.2
F_s	1.3

Figura 77

Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño, $\xi = 5\%$.



$$S_{d,5\%} = 0.5253(m)$$

$$T_{l,5\%} = 2.88(s)$$

Reemplazando en la Ec.(47):

$$S_{d,12.34\%} = S_{d,5\%} \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} = 0.5253 * \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.1239} \right)^{0.5}$$

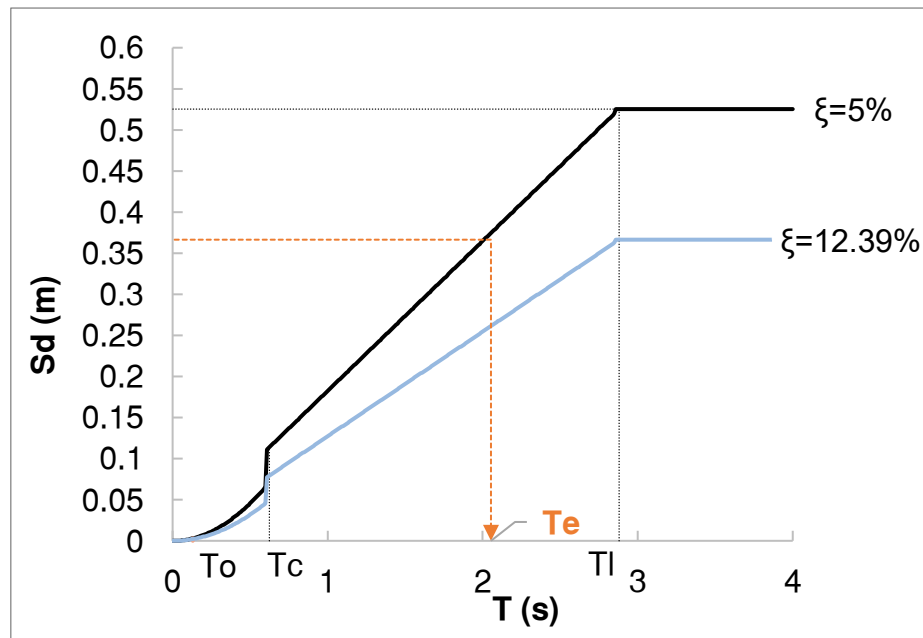
$$S_{d,12.34\%} = 0.3664 (m)$$

b) Período efectivo Ec.(48)

Una vez determinado el espectro sísmico elástico en desplazamiento para un amortiguamiento de 12.39%, se encuentra el período efectivo equivalente para dicho desplazamiento como se presenta en la siguiente gráfica:

Figura 78

Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño, $\xi = 5\%$ y 12.34% .



$$T_e = \frac{\Delta_d * T_{S_{d(5\%)}}}{S_{d,12.30\%}} = \frac{0.2613 * 2.88}{0.3664}$$

$$T_e = 2.05 (s)$$

c) Rigidez efectiva Ec.(49)

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{4\pi^2 * 198.10}{2.05^2}$$

$$k_e = 1854.61 (T/m)$$

d) Cortante en la base Ec.(50)

$$F = V_B = k_e \Delta_d = 1854.61 * 0.2613 = 484.55$$

$$V_B = 484.55(T)$$

7. Cálculo de corte y momento a lo largo de los muros aplicando Ec.(51) y (52):

En el ejemplo que se presenta, existen 4 muros tipo L con las mismas dimensiones y características, por tal motivo se realizó el diseño para un solo muro dando como resultado:

Tabla 41

Cortantes y momentos de diseño.

<i>Piso</i>	<i>H_i(m)</i>	<i>mi * Δi / Σ(mi * Δi)</i>	<i>Fi [T]</i>	<i>M [T.m]</i>
8	24	0.25	30.46	731.09
7	21	0.21	25.66	538.82
6	18	0.17	20.95	377.08
5	15	0.14	16.43	246.44
4	12	0.10	12.19	146.33
3	9	0.07	8.34	75.05
2	6	0.04	4.96	29.75
1	3	0.02	2.15	6.44
		Suma	121.14	2151.01

Por lo tanto, el corte y momento de diseño para uno de los muros es de:

$$V_u = 121.14 (T) = 1188.36 (kN)$$

$$M_u = 2151.01 (T.m) = 21101.42 (kN.m)$$

Diseño a cortante por capacidad del muro

Para el diseño del muro de corte se seguirán los lineamientos del (ACI 318S, 2019), específicamente del capítulo 11, el cual propone el diseño de muros pretensados y no pretensados y el capítulo 18 que presenta sobre muros estructurales especiales.

Al ser los 4 muros de igual características y dimensiones, se diseña un solo muro. La (NEC, 2015) establece que la resistencia de diseño debe cumplir con lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (58)$$

Donde:

La máxima capacidad del muro es afectada por el factor de reducción para cortante $\phi = 0.60$ especificada en (ACI 318S, 2019) al igual que la resistencia nominal dada por:

$$\phi V_n = 0.60 \left(0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw} \right) \quad (MPa) \quad (59)$$

Donde:

$$f'_c = 350 \frac{kg}{cm^2} = 34.34 (MPa)$$

Donde b_w es el espesor de muro y L_e la longitud de análisis del muro. Se toma la longitud más crítica $l_w = 5 m$. Para el espesor del muro, debe ser al menos 200 mm y mínimo 400 mm recomendado para estructuras sismorresistentes con elementos de borde.

$$A_{cw} = L_e * b_w$$

$$L_e = 0.8 * l_w = 0.8 * 5000 = 4000 (mm)$$

$$b_w = 400 \text{ (mm)}$$

$$A_{cw} = 4000 * 400 = 1'600\ 000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Para los muros individuales no debe tomarse mayor a:

$$\phi V_n = 0.60(0.83 \sqrt{34,34} * 1'600\ 000)$$

$$\phi V_n = 475.94 \text{ (T)}$$

$$\phi V_n \geq 121.14 \text{ (T)} \therefore OK$$

Armadura transversal del alma

Las cuantías de refuerzo en el alma ρ_l y ρ_t , para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025 y su espaciamiento de refuerzo en cada dirección no debe exceder en 450 (mm). (ACI 318S, 2019)

Armadura mínima requerida

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0025 * b_w * h_{\text{muro}} = 0.0025 * 40 * 2400 = 240 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Se colocan dos ramas de varillas $\phi 10$ mm, con un espaciamiento reglamentario de:

$$s_{\text{mín}} = \frac{6 d_b}{150} \text{ (mm)}$$

$$s_{\text{máx}} = 450 \text{ (mm)}$$

$$s = 150 \text{ (mm)}$$

Armadura colocada

$$\rho_t = \frac{A_s}{s * b_w}$$

$$\rho_t = \frac{2 * \frac{\pi(10^2)}{4}}{150 * 400}$$

$$\rho_t = 0.00262 > \rho_{\text{mín}}$$

Diseño a flexión del muro

Para encontrar la resistencia a flexión requerida del muro, se modela el muro en L con diferentes cuantías en SeismoStruct V2020 hasta conseguir el armado preciso para que el muro tenga una resistencia a flexión mayor a $M_u = 21101.42 \text{ (kN.m)}$

El muro debe diseñarse de tal manera que la sección crítica ocurra donde se desea, el muro tiene un comportamiento inelástico donde gobierna la flexión por ende debe tener refuerzo longitudinal en los extremos y deben cumplir con lo especificado en literal 18.10.2.4 del (ACI 318S, 2019) :

$$h_w/l_w \geq 2$$

$$\frac{24}{5} = 4.8 \geq 2$$

Entonces:

- Dentro de la longitud del elemento de borde igual a $0.15(l_w) = 0.75 \text{ (m)}$ y en un ancho igual al muro, la cuantía de refuerzo longitudinal debe ser al menos $0.5 \sqrt{f'_c}/f_y$. No más del 50% de la cuantía requerida puede terminarse en una sola sección.

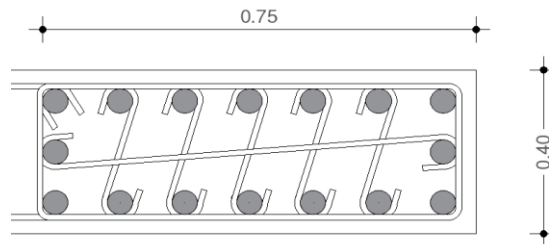
$$\rho_{min} = 0.5 \sqrt{34.34}/412.02 = 0.0071$$

- El refuerzo longitudinal requerido debe extenderse por y por debajo de la sección crítica más que 5 (m) y $M_u/3V_u$.

Los elementos de borde están armados como se muestra en Figura 76 y tiene un recubrimiento de 25 mm mayor que el recubrimiento mínimo permitido en la norma.

Figura 79

Armado del elemento de borde extremo del muro.



Armadura longitudinal para un elemento de borde: 16 $\phi 20$ mm

$$\rho_{l_b} = \frac{16 \pi \left(\frac{20^2}{4}\right)}{750 * 400} = 0.01676 \geq \rho_{min}$$

Por lo tanto, el armado del muro se define una cuantía longitudinal de 1.41% distribuida como se muestra en la Tabla 41.

Figura 80

Armado del muro en L.

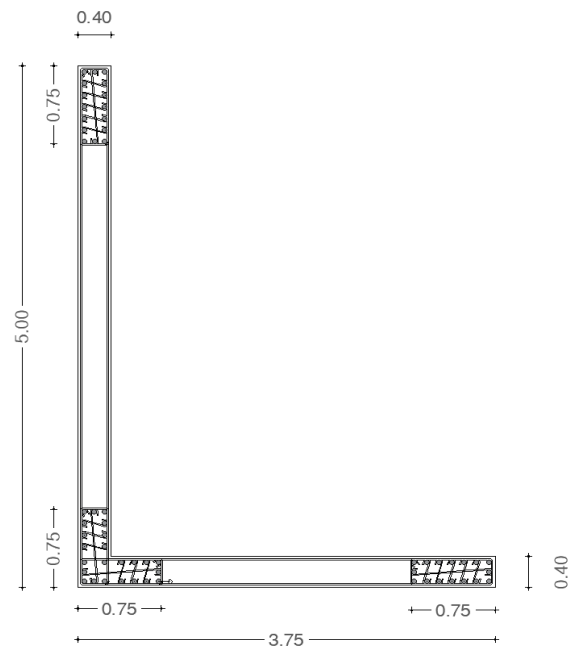


Tabla 42

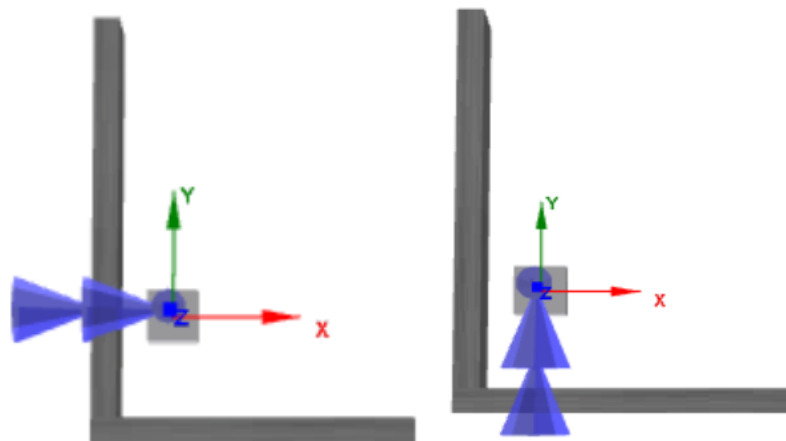
Armado longitudinal del muro en L.

Ubicación	# varillas	Diámetro (mm)
Cabezal extremo 1	16	20
Cabezal extremo 2	16	20
Cabezal intermedio	24	20
Pantalla 1	46	18
Pantalla 2	70	18

Para el diseño a flexión se verificó que en el sentido Y, cumpla con el momento requerido. El momento incremental aplicado en el muro tipo L permite encontrar la resistencia a flexión del muro debido al incremento de pasos hasta llegar al colapso o al desplazamiento objetivo.

Figura 81

Aplicación de momentos en el muro.



Se calcula el peso muerto y la carga viva de cada piso, y se obtiene la carga gravitacional cooperante del muro con las siguientes combinaciones:

$$w_2 = 0.9 D + E$$

$$w_2 = 34.90 \text{ kN}$$

$$w1 = 1.2 D + 1.6 L$$

$$w1 = 1328.41 \text{ kN}$$

y por último se ingresa los criterios de desempeño para encontrar el punto en donde ocurre la primera fluencia.

Tabla 43

Criterios de desempeño del muro en L.

Nombre de criterio	Tipo de criterio	Valor
Primera fluencia del acero de refuerzo ε_y	Deformación unitaria del refuerzo (RC-Sección compuesta)	0,0025
Primera fluencia del concreto ε_c	Deformación unitaria del hormigón (RC-Sección compuesta)	-0,002

Por lo tanto, se obtienen los siguientes resultados luego de procesar los datos del modelo. Para el muro con momento aplicado en dirección Y:

$$M_y = 21779.51 \text{ (kN.m)} > 21101.42 \text{ (kN.m)} \therefore \text{ok}$$

Modelamiento del edificio

Se realiza el modelamiento en SeismoStruct V2020 Building Modeller de cada piso y se coloca los muros, columnas y vigas. En la losa se debe considerar las gradas y el espacio de los ascensores.

Figura 82

Vista en planta del modelamiento SeismoStruct V2020.

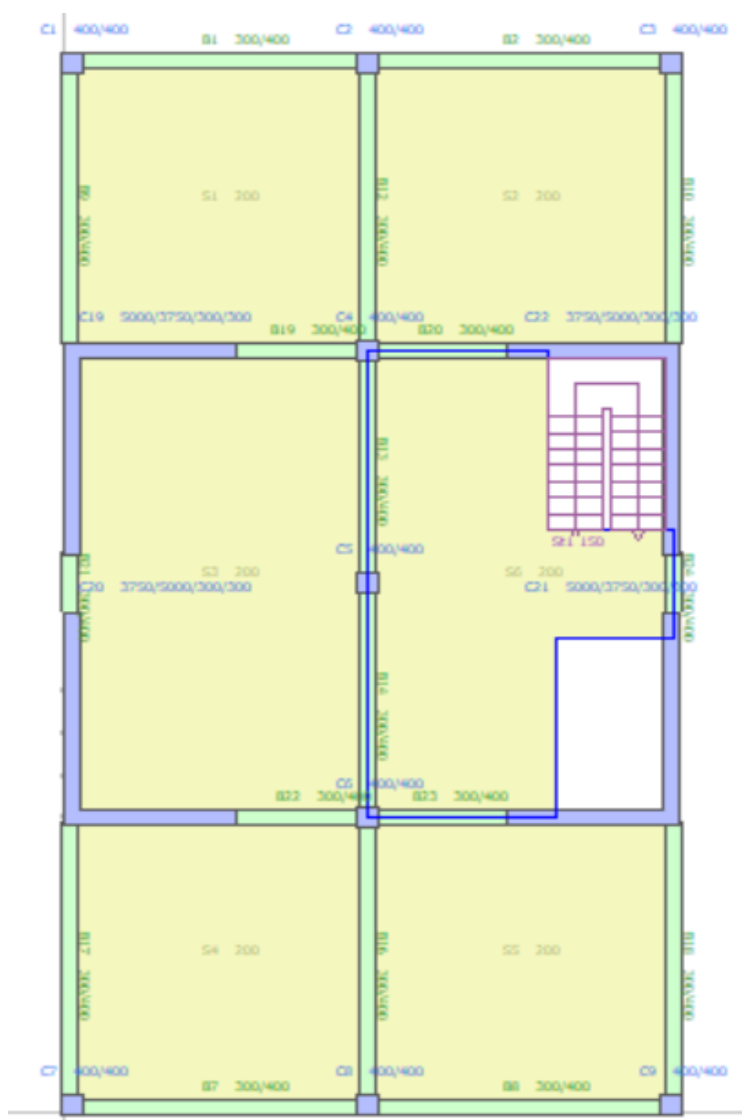


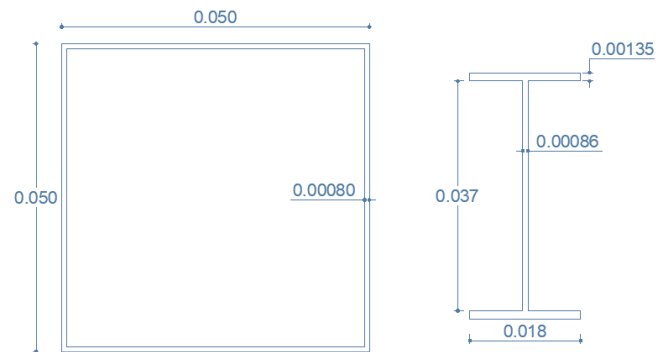
Tabla 44

Datos de los elementos estructurales del edificio.

Sección	Material	Propiedades	Dimensiones
Muro	Hormigón armado	Ver Tabla 35	5x3.75 m
Columnas huecas	Metálicas	A36	0.5x0.5x0.008m
Vigas IPE	Metálicas	A36	IPE 400

Figura 83

Detalle de las estructuras metálicas: columnas huecas y vigas IPE.



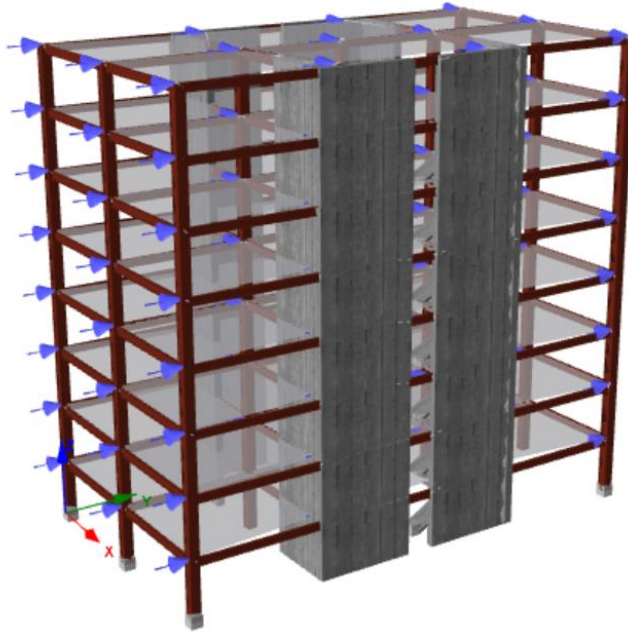
Luego de definir la geometría estructural, se establece el tipo de comportamiento requerido para cada elemento, es decir:

- Muros estructurales: elementos inelásticos tipo viga-columna (infrmFB), se divide al muro en 500 fibras y 4 secciones de integración.
- Columnas, vigas y escaleras: Elementos elásticos tipo viga-columna (elfrm). Además, se articulan todas las columnas y las vigas que llegan a los muros, esto permite que las conexiones de los elementos no reciban momento y sean los muros los que soporten el sismo.

La estructura está sometida a cargas laterales producidas por el sismo en Y, se ingresa el valor de cortante basal $V_b = 4753.45$ (kN) y se reparte las cargas horizontales en cada piso y en cada nodo en la dirección larga de la estructura.

Figura 84

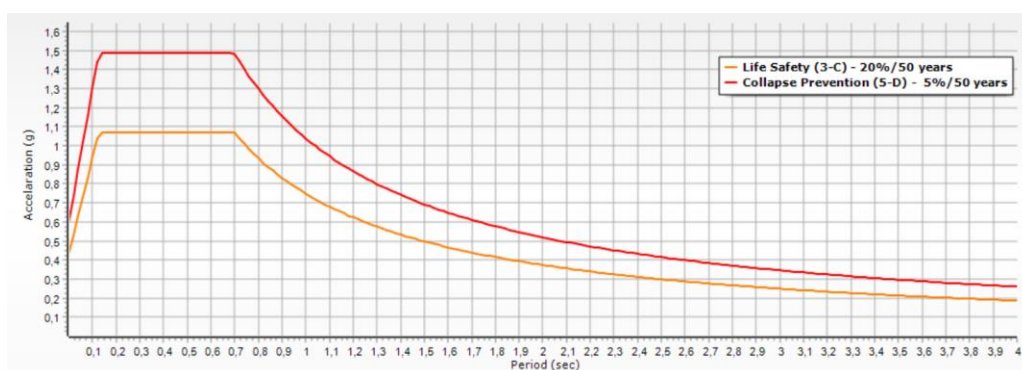
Modelo del edificio de 8 pisos en SeismoStruct V2020.



Se controla el desplazamiento objetivo, ingresando el 50% más del desplazamiento de diseño calculado en el muro $\Delta_d = 0.2613$ (m) y el número de pasos en los que se divide el desplazamiento objetivo. El cálculo automático se basa en el Código Americano de Evaluación Sísmica e Intervención de Edificios Existentes ASCE 41-17 para dos niveles de desempeño: Seguridad de Vida (3-C) y Prevención de Colapso (5-D). Definidos los niveles de desempeño, se carga el espectro de respuesta elástica basado en la NEC15 para la acción sísmica en el eje analizado "Y" y los datos de espectros elásticos para el edificio indicados en la Tabla 39.

Figura 85

Espectro elástico de los niveles de desempeño.



Finalmente, se delimitan los niveles de desempeño para encontrar el valor donde la estructura alcance los límites permitidos de deformación unitaria, tomados de Priestley , Calvi , & Kowalsky, (2007).

Tabla 45

Criterios de desempeño para controlar deformaciones unitarias.

Criterio	Valor (límite)
Deformación unitaria para Seguridad de Vida del Refuerzo Transversal	$\varepsilon_{SV_S} = 0.06$
Deformación unitaria para Seguridad de Vida del Hormigón	$\varepsilon_{SV_C} = -0.005$
Deformación unitaria de fluencia del Refuerzo Transversal	$\varepsilon_S = 0.0025$
Deformación unitaria de fluencia del Hormigón.	$\varepsilon_C = -0.002$
Deformación unitaria última del hormigón	$\varepsilon_{cu} = -0.008$
Deformación unitaria ultima de Refuerzo Transversal	$\varepsilon_{su} = 0.10$

Resultados Pushover Sentido Y

Para establecer el desempeño estructural y determinar si se cumplen con los requisitos para los dos objetivos de desempeño, los criterios de aceptación de los elementos estructurales deberán superar el desplazamiento objetivo calculado para cada caso.

Figura 86

Curva de capacidad sísmica.

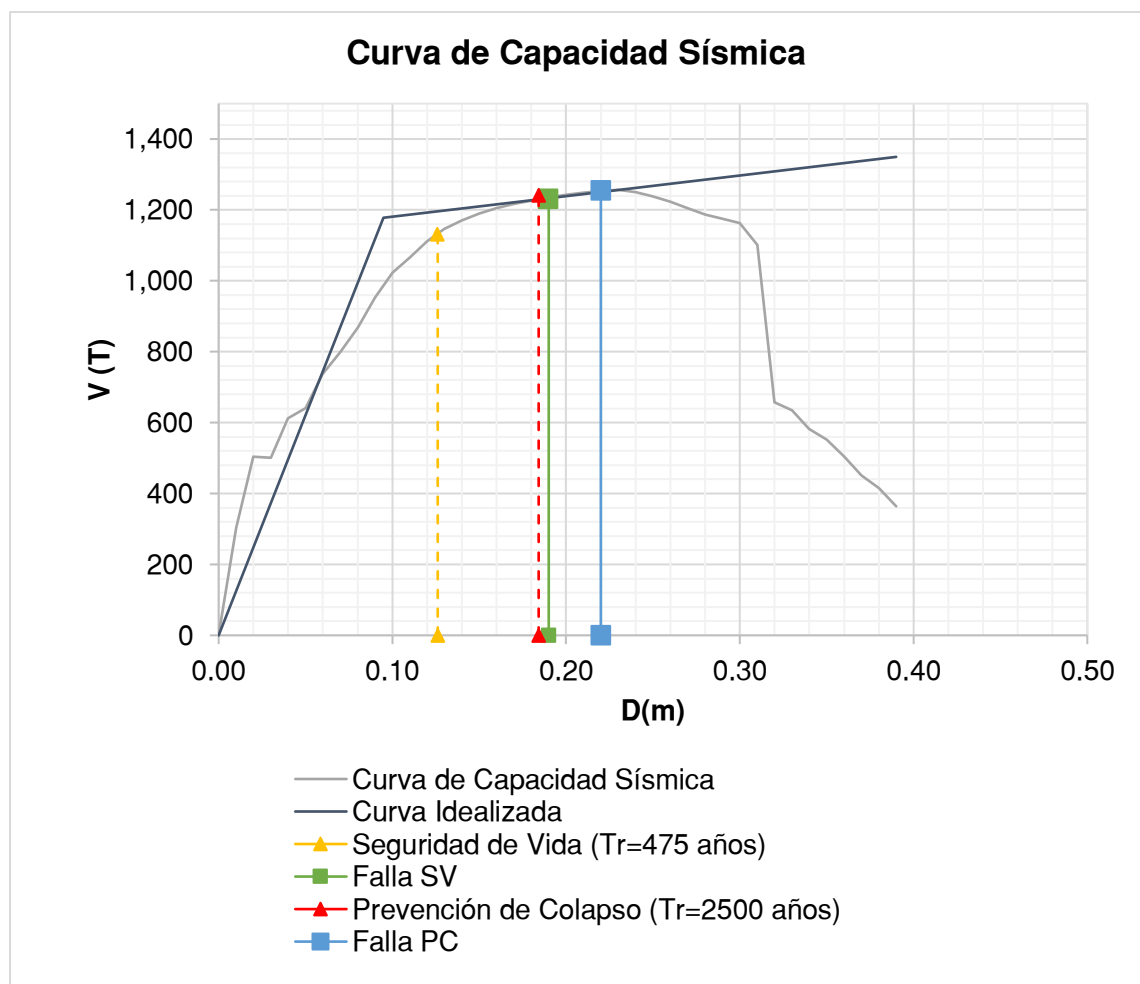


Tabla 46

Desplazamientos objetivos para niveles de desempeño.

Nivel de desempeño	Desplazamiento Objetivo (m)	Desplazamiento (m)
Seguridad de Vida (3-C)	0.13	0.19
Prevención de Colapso (5-D)	0.18	0.22

Como se puede observar en la Figura 83, los desplazamientos obtenidos luego de realizar el pushover en el sentido largo Y son mayores a los desplazamientos objetivos para cada nivel de desempeño. Las fallas de SV y PC muestran únicamente la primera falla de la fibra más externa de los muros que llegan al estado de desempeño.

Discusión de los resultados

Comparación numérica con ensayos de laboratorio

En el ensayo de laboratorio los muros alcanzaron más rápido los estados límite de desempeño PS1, PS2, PS3, a comparación de lo que se predice en los modelos numéricos para las muestras LW9, LW10, LW11 y LW12, en el laboratorio dichos modelos se degradan antes que el resto, puede ser que por alguna razón presentaron problemas constructivos inicialmente o las cargas axiales aplicadas fueron mayores a las registradas, etc.

Los modelos mencionados, no capturan al 100% la degradación, es decir, la fuerza lateral no aumenta significativamente debido a que la tendencia de la envolvente de la curva de histéresis no muestra una pérdida de capacidad cuando el ejemplar alcanza el máximo desplazamiento, lo que significa que los modelos realizados en el software podrían seguir desplazándose, alterando la fuerza lateral provocando que los estados de desempeño puedan presentarse.

Al realizar la comparación de los resultados de las curvas de respuesta histerética de fuerza lateral vs desplazamiento de la investigación de Han , Chen , Ji, Xie , & Lu con los de SeismoStruct V2020, los ejemplares LW3 y LW4 presentaron variaciones de fuerza lateral de 31% y 35% y tienen $f'_c = 27.9 (MPa)$, mientras que LW11 de 22% con $f'_c = 20.28 (MPa)$. Es decir, 3 de los 12 modelos presentaron variaciones significativas, lo que representa que el 75% de los modelos numéricos, tienen una aproximación razonable a los resultados esperados con variaciones menores al 16%. Ver Tabla 22.

A los modelos LW3, LW4 y LW11 se ha aplicado un 30% de carga axial de 1273.86 kN, 1273.86 kN y 925.96 kN respectivamente, que son las muestras con mayor carga, siendo esta una posible razón para que los resultados de estos ensayos se predigan con menor precisión.

También se puede atribuir que existe menor precisión en los resultados, debido a que, con el fin de compensar la presencia de una placa metálica colocada sobre la viga de hormigón y la aplicación de la carga axial en el ensayo experimental ejecutado en laboratorio, en el modelo numérico en SeismoStruct V2020 se divide la carga en dos puntos específicos de la parte superior de la viga del muro.

Además, por falta de información del estudio experimental se supone un recubrimiento de hormigón de 2.5 cm y se coloca una cimentación por medio de un nodo inferior del muro tipo L, el cual tiene restricciones de movimiento en x, y, z, rx, ry y rz que caracteriza la restricción de los desplazamientos horizontales y los momentos de volcamiento en la base de la muestra experimentada.

Al comparar los límites de deformación θ_1 presentados en la investigación desarrollada por Han , Chen , Ji, Xie , & Lu versus los valores obtenidos en SeismoStruct V2020 aplicando dos metodologías diferentes, se puede apreciar que en los modelos LW2, LW4, LW6, LW7, LW8, LW10, LW11 y LW12 los valores de θ_1

calculados mediante la metodología de Han, Chen, Ji, Xie, & Lu, (2018) son mayores a los calculados mediante la sistemática propuesta por Priestley, Calvi, & Kowalsky, (2007) (Ver Tabla 24). Lo que significa que esta última es una forma más conservadora para determinar en donde se encuentra el límite de deformación o el punto del estado de desempeño de fluencia teórica y sin embargo al utilizar cualquiera de las metodologías mencionadas el cálculo de la curvatura de fluencia no varía significativamente.

Para realizar la comparación de resultados del trabajo experimental se necesita mucha precisión de los datos utilizados en laboratorio, por ejemplo, las características mecánicas de los materiales, las propiedades geométricas de las muestras, y el detalle de armado de refuerzo. Hay que considerar que el detalle de los materiales tiene una variación de resistencia intrínseca del que se reportó en el laboratorio o de la muestra con la que se tomó de los muros con respecto a la ensayada debido al proceso de fabricación, control de calidad, etc.

Modelamiento de muros tipo L

Se busca que los muros tipo L tengan un comportamiento controlado por flexión. Se considera únicamente la interacción entre carga axial y momento, asumiendo una fuerza de corte lineal lo cual puede inducir a divergencias en los resultados. Además, para el modelamiento de los muros tipo L se emplea una altura de 1 m, con el fin de obtener resultados netamente de curvatura de fluencia, determinados por la aplicación de un momento en cada dirección del muro y evadir las deformaciones por corte.

Los muros tipo L se modelaron como elementos inelásticos y para la discretización de fibras se divide al muro en 450 secciones, lo que permite deducir el comportamiento de cada una de ellas y obtener resultados con mayor precisión. Al

aumentar la cantidad de fibras la capacidad de momento aumenta, pero la curvatura de fluencia disminuye levemente.

La curvatura de fluencia considera el punto donde el elemento deja de ser elástico y empieza a reducir su rigidez. A partir de esto, se puede analizar la ductilidad. Los factores que influyen en la ductilidad de los elementos estructurales dependen de la carga axial, cuantía y su geometría.

Curvatura de fluencia vs porcentaje de cuantía

Al agrupar los resultados según el porcentaje de cuantía utilizado en cada modelo, se evidencia que en el sentido X y Y positivos (Ver figura 65) la tendencia de la mediana de curvatura de fluencia se mantiene constante, entre 0.00089 a 0.00102 para el caso X y entre 0.00184 a 0.00212 para el caso Y. Asimismo, en el sentido X y Y negativos (Ver figura 66) la tendencia de la mediana de curvatura de fluencia se mantiene constante, entre -0.00086 a -0.00099 para el caso X y entre -0.00187 a -0.00207 para el caso Y. Esto refleja que cuando se pierde elasticidad en el elemento no depende de la cantidad de refuerzo impuesto sino de otras variables.

Además, este grupo de resultados presenta una tendencia incremental, por lo que, si el porcentaje de cuantía aplicado aumenta, el valor de curvatura de fluencia crece, es decir son directamente proporcionales. Y para los modelos en que $\rho = 2\%$, los valores de curvatura de fluencia son los máximos.

Curvatura de fluencia vs porcentaje de carga axial

Al agrupar los resultados según el porcentaje de carga axial aplicado en cada espécimen, se evidencia que en el sentido X positivo y Y negativo (Ver figura 68 y 69) la tendencia de la mediana de curvatura de fluencia se mantiene constante, entre 0.00089 a 0.00099 para el caso X y entre -0.00086 a -0.00096 para el caso Y. Es decir, para estos dos casos a medida que aumenta el porcentaje de carga axial,

la curvatura de fluencia se incrementa, cuando $\eta = 30\%$, el valor de curvatura de fluencia es mayor y cuando $\eta = 5\%$ es menor.

Mientras que, para en el sentido X negativo y Y positivo (Ver figura 68 y 69) la tendencia de la mediana de curvatura de fluencia se mantiene constante, entre -0.00086 a -0.00096 para el caso X y entre 0.00170 a 0.00234 para el caso Y. Es decir, para estos dos casos a medida que aumenta el % de carga axial, la curvatura de fluencia se disminuye, cuando $\eta = 30\%$, el valor de curvatura de fluencia es menor y cuando $\eta = 5\%$ es mayor.

Cuando se analiza la tendencia de incremento o decremento de la curvatura de fluencia según se aplique un determinado porcentaje de carga axial, si el momento se aplica en el sentido X (+) y Y (-) se asume que una parte del área alma del muro en estos casos de análisis el sentido largo se tracciona y la curvatura de fluencia aumenta. Si el momento se aplica en el sentido X (-) y Y (+), una parte del área ala del muro (sentido corto) se comprime y la curvatura de fluencia disminuye

Explícitamente se desconoce cuánto es el área en la que se produce compresión o tracción en el muro, pero se deduce que en el sentido corto se tiene una menor área afectada, por lo que para el sentido corto el área que resiste compresión es más pequeña que en el sentido largo por lo que se debe tener cuidado con la presencia de cargas axiales altas.

Curvatura de fluencia vs dimensiones

Para los momentos aplicados en el sentido corto del muro tipo L, los valores de curvatura de fluencia son menores que el sentido Y. Es decir, el lado largo de la sección tipo L tiene mayor capacidad de deformación.

Los resultados de las curvaturas de fluencia en los diferentes modelos muestran una dispersión muy pequeña como se puede ver en el Anexo A. La relación 1/1 presenta valores altos de curvatura de fluencia comparados con el

resto; únicamente en este caso, la capacidad de momento en el eje Y es mayor que la del X, como se muestra en la Figura 57; lo que no ocurre con los casos restantes. Los demás casos de (B/l_w) donde la dimensión corta coincide con el eje X, tienen mayor capacidad de momento en el sentido X.

Las curvaturas de fluencia de los muros tipo L de cada grupo presentan una tendencia en sus resultados en cada relación (B/l_w) que se refleja en los valores de desviación como se muestra en el Anexo A. Gracias a lo mencionado, se logra determinar la ecuación de curvatura de fluencia para cada característica analizada.

Ecuación de curvatura de fluencia

En la segunda etapa del proyecto, se realiza el procesamiento de 192 modelos numéricos de muros tipo L de hormigón armado con variaciones de geometría, carga axial y cuantía correspondientes al grupo 1. Para este caso se analiza que la tendencia de los resultados no está gobernada por el espesor del muro debido a que no existe una diferencia significativa en dichos valores, por lo que se decide descartar la variable del espesor y mantener 30 *cm* como valor constante. Además, se elimina $p = 3\%$ de las variables de cuantía de refuerzo por ser un valor poco utilizado para el diseño estructural y para evitar que se produzcan fallas abruptas en el hormigón debido al exceso de acero.

Se determina una ecuación general para determinar la curvatura de fluencia de muros de hormigón armado tipo L, cuando se desconoce el comportamiento de fluencia de los materiales o no se define bien la o arquitectura de la estructura es viable utilizar: $\phi_y = 2.10 * \frac{l_w}{\varepsilon_y}$, que facilita el cálculo directo de la curvatura de fluencia, caso contrario se puede considerar una situación crítica tomando el menor valor de:

- a) Cuando el punto de primera fluencia del elemento alcanza en primer lugar la deformación unitaria del concreto $\varepsilon_{y,c}$ antes que la del acero: $\phi_{y,c} = 2.35 * \frac{l_w}{\varepsilon_{y,c}}$
- b) Cuando el punto de primera fluencia del elemento alcanza primero la deformación unitaria del acero $\varepsilon_{y,s}$ antes que la del concreto: $\phi_{y,s} = 2.00 * \frac{l_w}{\varepsilon_{y,s}}$

Para obtener un resultado de curvatura de fluencia con mayor precisión se determina un valor de k para la ecuación $\phi_y = k * \frac{l_w}{\varepsilon_y}$ en cada sentido de análisis tanto positivo como negativo, que depende exclusivamente de la relación de longitudes del muro (B/l_w), y que proporcione al usuario una mejor guía para las dimensiones y relaciones que requiera.

Método DDBD

Para el diseño por capacidad de los muros tipo L se utiliza las normas: ACI 318 y NEC 15. Además, el método de diseño sismo resistente se basa en la metodología de Priestley , Calvi , & Kowalsky, se debe tomar en cuenta que para el diseño del edificio solo se analiza en el sentido largo, es decir, solamente se considera como una sección rectangular. Mediante el análisis no lineal el comportamiento estructural logra cumplir con el control de desempeño solicitado a pesar de no analizar toda sección.

La estructura experimenta deformaciones superiores al límite elástico, se obtuvo con el método DDBD un desplazamiento de diseño máximo de $\Delta_d = 0.2613 (m)$ y con el análisis Pushover con SeismoStruct V2020 un $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.22 (m)$ como se muestra en la Tabla 46. Además, el edificio esta evaluado por 2 niveles de desempeño: Seguridad de Vida que permite una estabilidad del edificio para una evacuación inmediata y Prevención de colapso con un daño reparable de la

estructura. Por lo tanto, el análisis de los muros en el edificio basado en el método DDBD es apropiado para obtener un buen control de daños frente a sismos.

Para la estructura global se designa a las columnas como rótulas plásticas, al igual que las vigas que llegan al núcleo de los muros tipo L, para que se redistribuyan los momentos y sean los muros tipo L, los principales elementos estructurales resistentes al sismo impuesto.

El diseño del muro por el método de desplazamientos presentó un comportamiento elástico y flexible, por lo que se decide aumentar sección y armado a los muros para reducir los valores de momento y cortante producidos en el muro. El muro de $3.75 \times 5.00 \text{ m}$ con espesor de 0.30 m tiene una ductilidad por desplazamiento baja de $\mu_{\Delta} = 2.0950$ y un amortiguamiento de $\xi_{eq} = 12.39 \%$, esto puede producir fallas frágiles en los elementos cuando existan sismos más fuertes y la demanda sea mayor que la capacidad. Estos valores son globales y es difícil que todos los elementos fluyan a la vez, por lo cual cada elemento tendrá un desplazamiento de fluencia diferente.

Debido a la ubicación de los muros tipo L en el edificio, se tiene una estabilidad torsional bajo las cargas sísmicas impuestas. A pesar de que el comportamiento de torsión y el análisis tiempo - historia no está dentro del alcance de este proyecto de investigación, los resultados son favorables. Asimismo, las longitudes de los muros alineada a los ejes (lado largo del muro ubicado en el sentido largo de la estructura) proporciona rigidez y resistencia a la dirección de análisis.

El edificio es analizado en un suelo tipo D, con un sismo probable impuesto puede variar dependiendo de las características sísmicas del lugar y la masa que soporta.

Comprobación de hipótesis

Los diagramas de momento-curvatura obtenidos con variaciones de geometría, cuantía de acero y carga axial para muros estructurales de hormigón armado tipo L permitieron determinar una ecuación lineal de curvatura de fluencia al identificar cuando el elemento alcanza la fluencia a tensión o compresión. Al determinar la curvatura de fluencia y por ende el desplazamiento máximo de los muros se cuantifica la capacidad de ductilidad, factor que es primordial en el diseño sismorresistente de estructuras. Se corrobora que gracias al método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos se tiene una percepción del comportamiento esperado de la estructura tal como fue previsto durante su diseño ya que al relacionar directamente el desplazamiento con el daño de la estructura se cumplen los requerimientos óptimos de diseño.

Conclusiones

Al comparar las curvas de histéresis de desplazamiento versus fuerza lateral, el error de fuerza lateral fue de 25 % entre los ensayos matemáticos realizados en SeismoStruct V2020 y los ensayos de laboratorio desarrollados por Han , Chen , Ji, Xie , & Lu.

La base estadística para generar la ecuación de curvatura de fluencia en muros tipo L, permite demostrar que al aumentar la carga axial y tener un momento en sentido X positivo y sentido Y negativo, la curvatura de fluencia aumenta, y caso contrario en los sentidos opuestos. Mientras que al aumentar el porcentaje de cuantía, la curvatura de fluencia es directamente proporcional, es decir ambos valores se incrementan.

La relación de longitudes $(B/l_w) = 1/1$ de los muros tipo L presenta curvaturas de fluencia mayores que las demás, lo que permite suponer que un muro con dimensiones simétricas incrementa su capacidad y puede tener un buen comportamiento sísmico, pero se debe considerar que la estructura en planta sea regular, ya que, en otro caso frente a sismos reales, sería necesario utilizar otras relaciones que permitan resistir el sismo para cada sentido de análisis.

Debido a la tendencia constante que presentan los resultados de curvatura de fluencia en sus valores de medianas para cada relación de (B/l_w) , se puede determinar una constante k general para determinar la ecuación de fluencia en muros tipo L de hormigón armado. Para obtener valores de curvatura de fluencia con mayor precisión se presenta la Tabla 32, en la cual se muestran valores de k cuando se tiene diferentes tipos de relaciones de longitudes (B/l_w) , tanto de 1/4, 1/3, 1/2, 5/8, 3/4 y 1/1.

La ecuación general propuesta para obtener la curvatura de fluencia de muros tipo L de hormigón armado es $\phi_y = k * \frac{l_w}{\varepsilon_y}$, siendo para este caso, un valor promedio $k = 2.10$, el cual facilita y acelera el proceso de diseño con resultados favorables para el método DDBD debido a que en la literatura no se encuentra una ecuación específica para determinar la curvatura de fluencia para muros tipo L. La ecuación propuesta nos ayuda a tener una guía de en donde está la curvatura de fluencia es decir no entrega valores exactos.

El desplazamiento máximo de diseño calculado con esta metodología es $\Delta_d = 0.2613$ (m) para los muros tipo L y con SeismoStruct V2020 $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.22$ (m). Se verifica que el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos de Priestley, Calvi, & Kowalsky y la aplicación de la ecuación de curvatura de fluencia, proporciona un buen control de deformaciones y el cumplimiento de los estados límite de diseño.

El análisis no lineal del edificio permite identificar la curva de capacidad sísmica donde se analiza la resistencia y deformación de la estructura. Mediante los desplazamientos de la primera falla en los muros estructurales tipo L del edificio se verifica que los desplazamientos objetivos superan los niveles de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención de Colapso, por lo tanto el edificio cumple con los requisitos estructurales frente al sismo impuesto.

Recomendaciones

Para realizar una comparación de resultados entre metodologías experimentales aplicadas en laboratorio con metodologías numéricas, se debe tener información detallada de propiedades mecánicas y geométricas e incluso conocer la normativa aplicada en cada caso.

Para la ecuación de curvatura de fluencia se recomienda utilizar el menor valor de deformación unitaria del hormigón o acero, cualquiera que sea el estado límite que define la fluencia.

Lo correcto es que el elemento posea una capacidad de ductilidad por curvatura de fluencia alta para que disipe la mayor cantidad de energía. Y, por ende, al desconocer la magnitud de un sismo, se evita el colapso de la estructura.

Se recomienda utilizar longitudes de B y l_w similares, debido a que mientras mayor variación exista entre estas la capacidad del muro disminuye en una dirección y aumenta en otra.

Se debe realizar un diseño estructural apropiado y un análisis completo de la estructura considerando problemas de torsión, fallas por cortante, el sismo y todos los comportamientos que pueda tener, ya que el diseño del edificio al ser un ejercicio académico expuesto a un análisis no lineal, no garantiza su buen comportamiento estructural.

El exceso o la falta de armadura de refuerzo en la estructura no responde al buen comportamiento de las misma. Por ello, se debe considerar los límites de cuantía mínima y máxima establecidas en las normas correspondientes.

Se debe incentivar el uso del método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos porque permite el análisis en el rango inelástico de la estructura y se enfoca en el desempeño estructural y más no en resistencia de las fuerzas

actuantes brindando así un control del comportamiento por deformaciones o derivas límites.

El diseño sismorresistente debería incluir el uso de métodos basados en desplazamientos, y tener la libertad de utilizar el método más conveniente para que la estructura diseñada cumpla con los objetivos de diseño.

Para incrementar la validez de la ecuación, se debería incluir un mayor número de dimensiones y relaciones de los muros tipo L y aumentar la variable de altura de los mismos. Además, realizar modelos numéricos sin elementos de borde para verificar que la ecuación determinada en este proyecto sea eficaz.

Realizar un análisis más amplio del comportamiento tanto de los muros como del edificio, que considere torsión, corte y análisis tiempo-historia. Al igual que realizar los respectivos ensayos experimentales de cada muro propuesto en este trabajo y así otorgar mayor precisión a la ecuación.

Referencias bibliográficas

- ACI 318S. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. (ACI 318S-19)*.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Quito: EDIESPE.
- Andrade Silva , J. G., & Carrillo Mayanquer , F. R. (2018). *Análisis comparativo entre los diseños sismorresistentes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos [DDBD]*. Quito: Escuela Politécnica Nacional .
- Bastias, K. (2018). *Estudio experimental de la formación de rótula plástica y análisis de daño de muros acoplados de hormigón armado usando fotogrametría*. Chile: Universidad de Chile.
- Beer , F. P., Johnston , R. E., DeWolf , J. T., & Mazurek , D. F. (2009). *Mecánica de materiales. Quinta edición*. México D.F.: Mc Graw Hill .
- Chang Tokushima, D. (2015). *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión*. Lima: Universidad Católica del Perú.
- Dhakal, R. P., & Maekawa, K. (2002). MODELING FOR POST-YIELD BUCKLING OF REINFORCEMENT. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1139-1147.
- Gelbez, C. (2009). *Comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzadas diseñadas únicamente ante cargas gravitacionales*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Gomel Ticona , F. (2017). *Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos de estructuras aporticadas de concreto armado*. Tacna: Universidad Privada de Tacna.
- González Cueva, Ó. M. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México: Limusa .
- Guzmán Sáenz , J. F. (2014). *Análisis Comparativo de los Métodos de Diseño Sismorresistente basado en Fuerzas y basado en Desplazamientos para Edificaciones en el Ecuador*. Quito: Universidad San Francisco de Quito.

- Han , X., Chen , B., Ji, J., Xie , S., & Lu, H. (2018). *Deformation limits of L-shaped reinforced concrete shear walls: Experiment and evaluation*. Guangzhou: Wiley.
- Haro Báez, A. (2017). *Assessment of thr Out-of-Plane Buckling Instability of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls*. Raleigh: North Carolina State University.
- Hibbeler, R. C. (2011). *Mecánica de materiales. Octava edición* . México : Pearson Educación .
- Iñiguez Alvarado , M., Rodríguez , M. E., & Restrepo , J. I. (2015). *Resistencia a flexocompresión y capacidad de deformación lateral de muros rectangulares de concreto reforzado en zonas sísmicas*. Acapulco : Congreso Nacional de Ingeniería sísmica.
- Jiménez Velasco , R. J., & Jovel Rodríguez , G. J. (2017). *Evaluación del diseño por Desempeño basado en desplazamientos aplicado a sistema de marcos de concreto Reforzado Combinados con paredes de Corte*. San Salvador : Universidad de El Salvador.
- Kabashi, N., & Dautaj, A. D. (2015). *Direct Displacement Based Design (Based on Priestley and Kowalsky) versus Force Based Design for wall structures, methods 2,7*. International Journal of Civil and Structural Engineering– IJCSE. Key Curriculum Press. (2010). *Discovering Advanced Algebra Condensed Lessons in Spanish*.
- Mander , J. B. (1983). *Seismic design of bridge piers*. Christchurch: University of Canterbury.
- Mander , J. B., Priestley , M., Park , R., Fellow , & ASCE. (1988). *Theoretical Stress-Strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering.
- Mander , J., Priestley , M., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering.

- Martínez, I., & Pozo, P. (2018). *Análisis por desempeño de una estructura especial de acero modelada con fibras controladas por fuerzas en software OpenSees*.
Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31482>
- McCormac, J. C. (2002). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO; METODO LRFD (1a. ed., 1a. reimp.)*. MEXICO: ALFAOMEGA.
- Montañez Moreno , L. F. (2015). *Diseño de edificaciones aporticadas por medio del método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos DDBD, ejemplo de aplicación* . Bogotá : Universidad de la Salle.
- Mora, E., & Aguiar, R. (2015). Modelación de diagrama momento-curvatura y momento-rotación den secciones de acero estructural. *CIENCIA*, 99-124.
- NEC. (2015). *Estructura de Hormigón Armado*.
(2015). *NEC-SE-DS*.
- Ordóñez Fernández , J. L. (2015). *Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte*.
Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Ospina, A. (Mayo de 2012). Método basado en desplazamientos para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto reforzado.
Medellín, Colombia.
- Osses Espinoza , C. C. (2015). *Estudio del comportamiento estructural bajo carga axial de muros compuestos, secciones L, T y C*. Valdivia : Universidad Austral de Chile.
- Pérez, F. (2014). *Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos (DDBD)*. Medellín.
- Priestley , M., Calvi , G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures* . Pavia : IUSS Press.
- Priestley, Calvi, & Kowalsky. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: Fondazione EUCENTRE.

- Rivas, M., & Vásquez, C. (2017). *Criterios técnicos orientados a la elaboración de un código de diseño sísmico utilizando la metodología por desempeño basado en el método de análisis por desplazamientos para sistemas de marcos de concreto reforzado*. Ciudad Universitaria: Universidad de el Salvador.
- Romero, H., & Quiroga, O. (2015). *Obtención del diagrama momento- curvatura en muros de concreto reforzado*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Seismosoft Ltd. (2020). *SeismoStruct 2020 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed*. Obtenido de <http://www.seismosoft.com>.
- Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL*, <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00667-4>.
- Wallace W, J. (2012). *Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams- Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes*. Obtenido de *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 3-18.: <https://doi.org/10.1007/s40069-012-0001-4>

Anexos

Anexo A: Resultados de curvas $Mn - \phi y$ del grupo 2 y 3 y Tablas de resultados de Curvatura de Fluencia

Anexo B: Modelos en SeismoStruct V2020 de los muros tipo L (.spf)

Anexo C: Procesamiento de datos estadísticos para la obtención de la ecuación para la curvatura de fluencia ϕy (.xls)