

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

T
6643c
2013



“Comparación de Métodos de Diseño Sísmico para una Estructura de Muros Especiales: Método de Diseño Basado en las Fuerzas y Método de Diseño Basado en los Desplazamientos”

Por

Alejandro Andrés González Ossandón

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y título de Ingeniero Civil

Prof. Guía Alejandro Morales Gómez

2.16861

Diciembre, 2013

- FUERZA
- HARMONIA
- RIGIDEZ

ÍNDICE GENERAL



ÍNDICE GENERAL	2
ÍNDICE DE TABLAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	7
INTRODUCCIÓN	9
OBJETIVOS	11
Objetivos Generales	11
Objetivos Específicos	11
ALCANCES	12
CAPITULO I	13
1 Estructura Analizada	13
1.1 Modelo de la Estructura	15
1.2 Materiales Utilizados	16
1.2.1 Hormigón	16
1.2.2 Acero de Refuerzo	16
CAPITULO II	17
2 Análisis y Diseño: Práctica Chilena	17
2.1 Cargas y Sobrecargas de Diseño	17
2.1.1 Cargas Muertas o Permanentes	17
2.1.2 Cargas Vivas o Sobrecargas de Uso	17
2.1.3 Cargas Eventuales	17
2.2 Combinaciones de Carga	17
2.3 Análisis Sísmico	18
2.3.1 Espectro de Pseudo-Aceleración de Diseño	18
2.3.2 Esfuerzo de Corte Basal	20
2.3.3 Espectro de Elástico de Desplazamientos	21
2.3.4 Deformaciones Sísmicas	22
2.4 Diseño de Elementos Estructurales	24
2.4.1 Corte	25
2.4.2 Flexo-compresión	27
CAPITULO III	39
3 Descripción del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos	39
3.1 Formulación del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos para una Estructura de Muros	40
3.1.1 Desplazamiento de Diseño	40

3.1.2	Masa Equivalente.....	40
3.1.3	Altura efectiva.....	40
3.1.4	Desplazamiento de Fluencia.....	41
3.1.5	Ductilidad de Desplazamiento de Diseño.....	41
3.1.6	Amortiguamiento Viscoso Equivalente.....	41
3.1.7	Rigidez Efectiva.....	42
3.1.8	Corte Basal de Diseño.....	42
3.1.9	Distribución del Corte Basal en los Niveles de Piso.....	42
3.1.10	Perfil de Desplazamientos de Piso.....	42
3.1.11	Perfil de desplazamiento de fluencia.....	43
CAPITULO IV.....		44
4	Análisis y Diseño: Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.....	44
4.1	Desplazamiento Crítico en el Techo.....	45
4.2	Perfil de Desplazamientos.....	47
4.3	Desplazamiento de Diseño y Altura efectiva.....	50
4.4	Desplazamientos de Fluencia y Ductilidad de Desplazamiento.....	50
4.5	Demanda de Amortiguamiento Viscoso Equivalente.....	51
4.6	Periodo Efectivo.....	52
4.7	Rigidez Equivalente.....	53
4.8	Corte Basal.....	53
4.9	Distribución del Corte Basal Entre los Diferentes Muros del Sistema Estructural.....	53
4.10	Diseño de Elementos Estructurales.....	54
4.10.1	Distribución del Corte Basal en los Niveles de Piso.....	54
4.10.2	Diseño a Corte.....	58
4.10.3	Diseño a Flexo-Compresión.....	62
CAPITULO V.....		67
5	Análisis No Lineal.....	67
5.1	Análisis Dinámico Tiempo-Historia.....	67
5.1.1	Registros de Aceleraciones.....	67
5.2	Curvas Esfuerzo – Deformación.....	69
5.2.1	Curva Esfuerzo – Deformación del Hormigón no Confinado.....	69
5.2.2	Curva Esfuerzo – Deformación del Acero.....	70
5.3	Regla de Histéresis.....	70
5.4	Superficie de Fluencia.....	71
CAPITULO VI.....		72

6	Comparación de Resultados	72
6.1	Desplazamientos	72
6.1.1	Desplazamientos Laterales Máximos	72
6.1.2	Desplazamientos relativos de Entrepiso (<i>Drifts</i>)	74
6.2	Demandas de Ductilidad.....	75
6.2.1	Demandas de Ductilidad - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Sísmico Basado en las Fuerzas (Practica Actual Chilena).....	75
6.2.2	Demandas de Ductilidad - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Directo Basado en los Desplazamientos.....	78
6.3	Demandas No Lineales de Corte.....	80
6.3.1	Demandas No lineales de Corte - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Sísmico Basado en las Fuerzas.....	80
6.3.2	Demandas No lineales de Corte - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Directo Basado en los Desplazamientos.....	82
	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	84
	BIBLIOGRAFÍA	85

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Propiedades físicas del hormigón H30.	16
Tabla 1.2: Propiedades físicas acero para hormigón A630-420H	16
Tabla 2.1: Combinaciones de carga utilizadas, de acuerdo a la NCh3171 Of.2010	18
Tabla 2.2: Parámetros sísmicos.....	19
Tabla 2.3: Parámetros que dependen del tipo de suelo	19
Tabla 2.4: Resumen análisis sísmico	21
Tabla 2.5: Valores de C_d *, para suelo tipo D.....	21
Tabla 2.6: Desplazamiento lateral de diseño en techo	23
Tabla 2.7: Verificación de capacidad de curvatura muro 1	37
Tabla 2.8: Verificación de capacidad de curvatura muro 2.....	37
Tabla 2.9: Verificación de capacidad de curvatura muro 3.....	38
Tabla 4.1: <i>Drift</i> y desplazamientos de techo dirección X.....	46
Tabla 4.2: <i>Drift</i> y desplazamientos de techo dirección Y.....	47
Tabla 4.3: Perfil de desplazamiento, dirección X.....	48
Tabla 4.4: Perfil de desplazamiento, dirección Y.....	49
Tabla 4.5: Desplazamientos de diseño y alturas efectivas	50
Tabla 4.6: Desplazamientos de fluencia y ductilidad de los muros en X.....	50
Tabla 4.7: Desplazamientos de fluencia y ductilidad de los muros en Y.....	51
Tabla 4.8: Razón de amortiguamiento de cada muro.....	51
Tabla 4.9: Amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta.....	52
Tabla 4.10: Factores de reducción.....	52
Tabla 4.11: Periodos efectivos.....	52
Tabla 4.12: Rigidez equivalente.....	53
Tabla 4.13: Corte basal.....	53
Tabla 4.14: Distribución del corte basal entre los diferentes muros.....	54
Tabla 4.15: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 1 en la dirección X.....	55
Tabla 4.16: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 2 en la dirección X.....	55
Tabla 4.17: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 3 en la dirección X.....	56
Tabla 4.18: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 1 en la dirección Y.....	56
Tabla 4.19: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 2 en la dirección Y.....	57
Tabla 4.20: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 3 en la dirección Y.....	57
Tabla 6.1: Desplazamientos laterales máximos – Estructura diseñada por el método basado en las fuerzas.....	73
Tabla 6.2: Desplazamientos laterales máximos – Estructura diseñada por el método directo basado en los desplazamientos.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Muro en voladizo.....	13
Figura 1.2: Planta tipo- Edificio de muros especiales.....	14
Figura 1.3: Modelo ETABS v.9.5- Estructura de muros especiales.....	15
Figura 2.1: Espectro de diseño elástico, D.S.N°61 de 2011.....	20
Figura 2.2: <i>Drift</i> de entre piso en direcciones X e Y.	22
Figura 2.3: Espectro elástico de Desplazamientos.....	23
Figura 2.4: Muros estructurales más demandados.....	24
Figura 2.5: Diagramas de corte muro 1, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)	26
Figura 2.6: Diagramas de corte muro 2, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)	26
Figura 2.7: Diagramas de corte muro 3, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)	27
Figura 2.8: Variación de ϕ para diseño a flexo-compresión.....	28
Figura 2.9: Sección transversal Muro 1.	28
Figura 2.10: Diagrama de interacción Muro 1, dirección X.	29
Figura 2.11: Diagrama de interacción Muro 1, dirección Y.	29
Figura 2.12: Sección transversal Muro 2.	30
Figura 2.13: Diagrama de interacción Muro 2, dirección X.	30
Figura 2.14: Diagrama de interacción Muro 2, dirección Y.	31
Figura 2.15: Sección transversal Muro 3.	31
Figura 2.16: Diagrama de interacción Muro 3, dirección X.	32
Figura 2.17: Diagrama de interacción Muro 3, dirección Y.	32
Figura 2.18: Momento-Curvatura Muro 1, dirección X.....	34
Figura 2.19: Momento-Curvatura Muro 1, dirección Y.....	34
Figura 2.20: Momento-Curvatura Muro 2, dirección X.....	35
Figura 2.21: Momento-Curvatura Muro 2, dirección Y.....	35
Figura 2.22: Momento-Curvatura Muro 3, dirección X.....	36
Figura 2.23: Momento-Curvatura Muro 3, dirección Y.....	36
Figura 3.1: Fundamentos del diseño basado en los desplazamientos.....	39
Figura 3.2: Edificio con muros con diferentes longitud de pared L_w	43
Figura 4.1: Planta de estructuras- Numeración de los muros estructurales.....	44
Figura 4.2: Perfiles de desplazamientos de la estructura, en las direcciones X (Izquierda) e Y (Derecha).	49
Figura 4.3: Espectros de desplazamiento.....	53
Figura 4.4: Planta de estructuras con nuevos espesores de muro.	59
Figura 4.5: Diagramas de corte muro 1, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)	60
Figura 4.6: Diagramas de corte muro 2, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)	60

Figura 4.7: Diagramas de corte muro 3, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)	61
Figura 4.8: Sección transversal, Muro 1.	62
Figura 4.9: Diagrama de interacción Muro 1, dirección X.....	63
Figura 4.10: Diagrama de interacción Muro 1, dirección Y.	63
Figura 4.11: Sección transversal, Muro 2.	64
Figura 4.12: Diagrama de interacción Muro 2, dirección X.	64
Figura 4.13: Diagrama de interacción Muro 2, dirección Y.	65
Figura 4.14: Sección transversal Muro 3.....	65
Figura 4.15: Diagrama de interacción Muro 3, dirección X.	66
Figura 4.16: Diagrama de interacción Muro 3, dirección Y.	66
Figura 5.1: Registro de aceleraciones - Angol 2010, componente E-W.....	67
Figura 5.2: Registro de aceleraciones - Concepción 2010, componente L.....	68
Figura 5.3: Registro de aceleraciones – Viña del Mar centro 2010, componente E-W.....	68
Figura 5.4: Curva esfuerzo – deformación de Hognestad para hormigón no confinado.....	69
Figura 5.5: Curva esfuerzo – deformación para acero A630-420H.....	70
Figura 5.6: Modelo de Histéresis SINA (Saidi, 1979)	71
Figura 5.7: Superficie cuadrática de fluencia.....	71
Figura 6.1: Envolvente de desplazamientos laterales – Estructura diseñada por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas (Izquierda) y diseñada por el método directo basado en los desplazamientos (Derecha).	72
Figura 6.2: Desplazamientos relativos de entre piso – Estructura diseñada por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas (Izquierda) y diseñada por el método directo basado en los desplazamientos (Derecha).	74
Figura 6.3: Curva de histéresis muro 1 - DBF. Registro de Concepción.....	75
Figura 6.4: Curva de histéresis muro 2 - DBF. Registro de Concepción.....	76
Figura 6.5: Curva de histéresis muro 3 - DBF. Registro de Concepción.....	76
Figura 6.6: Curva de histéresis muro 1 - DDBD. Registro de Concepción.....	78
Figura 6.7: Curva de histéresis muro 2 - DDBD. Registro de Concepción.....	78
Figura 6.8: Curva de histéresis muro 3 - DDBD. Registro de Concepción.....	79
Figura 6.9: Diagrama de corte muro 1 - DBF.....	80
Figura 6.10: Diagrama de corte muro 2 - DBF.	81
Figura 6.11: Diagrama de corte muro 3 - DBF.	81
Figura 6.12: Diagrama de corte muro 1 - DDBD.	82
Figura 6.13: Diagrama de corte muro 2 - DDBD.	83
Figura 6.14: Diagrama de corte muro 3 - DDBD.	83

INTRODUCCIÓN

Chile es un país en el cual el diseño sismorresistente de estructuras es fundamental, ya que se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad, donde los terremotos son una amenaza constante para las construcciones. Estos terremotos inducen fuerzas y desplazamientos en las estructuras (Priestley et ál., 2007), lo que ha hecho que los métodos de diseño se basen en una de estas acciones para determinar la demanda sísmica sobre las estructuras. Particularmente, en estructuras de hormigón armado, en que la respuesta ante acciones sísmicas es generalmente inelástica, por lo que lo ideal en estos casos es un diseño cuyo resultado sea una estructura dúctil, es decir, que la estructura pueda deformar inelásticamente para el desplazamiento impuesto por un terremoto, sin pérdida considerable de resistencia (Priestley et ál., 2007).

Actualmente, el método utilizado en Chile y otros países es el "Método de *Diseño Sísmico Basado en las Fuerzas*", que consiste en determinar la demanda sísmica para un sistema estructural dado, en dos direcciones horizontales y perpendiculares, a partir del corte elástico basal de la estructura determinado con espectros de pseudo-aceleración. En el caso de Chile, esta situación se evalúa según la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 y D.S N°61 (V. y U.), para esto es necesario conocer el periodo fundamental de oscilación de la estructura, el cual depende de la masa y rigidez del sistema estructural. Posteriormente es necesario reducir el esfuerzo de corte basal elástico por un factor de modificación de la respuesta, que está relacionado con la ductilidad y materialidad del sistema estructural, este factor puede ser distinto para las dos direcciones horizontales perpendiculares analizadas, ya que el periodo fundamental de la estructura puede ser diferente en las dos direcciones analizadas, dependiendo de la configuración estructural. Luego, se distribuye el esfuerzo de corte basal entre los elementos estructurales en proporción a su rigidez elástica, y con esto determinar la ubicación de potenciales rótulas plásticas, es decir, donde los elementos de la estructura puedan responder inelásticamente frente a acciones sísmicas. Finalmente se comparan los desplazamientos de la estructura con los desplazamientos límite de la norma. Así, en caso de no cumplir con el límite se debe rediseñar el sistema sismorresistente, lo que puede requerir de varias iteraciones. El proceso de diseño sísmico basado en las fuerzas puede ser resumido como se muestra a continuación.

- Estimar las dimensiones estructurales.
- Estimar la rigidez de los elementos, basado en las dimensiones de los mismos.
- Estimar los periodos naturales en ambas direcciones de análisis.
- Estimar el corte elástico de diseño a partir del espectro de aceleración.
- Obtener el nivel de ductilidad de la estructura y por ende el factor de reducción.
- Calcular las fuerzas sísmicas.
- Analizar las estructura bajo fuerzas sísmicas
- Diseño y ubicación de elementos que potencialmente responderán inelásticamente.
- Verificar desplazamientos.

El método de diseño sísmico basado en las fuerzas tiene problemas fundamentalmente en el procedimiento, que se basa en la estimación de la rigidez elástica para determinar el periodo fundamental y la distribución de fuerzas entre los elementos estructurales (Priestley et ál., 2007). Esto es un problema, debido a que la rigidez es dependiente del nivel de carga axial al que se encuentran solicitados los elementos, de resistencia y cantidad de armadura de refuerzo, los que no se conocen hasta el final del procedimiento. Por otro lado, no es adecuado asignar las fuerzas sísmicas a los elementos en base a su rigidez elástica porque los diferentes elementos

estructurales (por ejemplo muros) no llegarán a su límite de fluencia al mismo tiempo, es decir, tienen diferentes deformaciones de fluencia.

Este trabajo busca comparar dos métodos de diseño sísmico aplicados a un edificio de hormigón armado, estructurado con muros. En primer lugar el método de "*Diseño Sísmico Basado en las Fuerzas*", utilizado actualmente, y posteriormente un nuevo método que pretende mejorar las deficiencias mencionadas anteriormente, este es el método de "*Diseño Sísmico Basado en los Desplazamientos*", en el que se caracteriza a la estructura de múltiples grados de libertad por una estructura sustituta de un grado de libertad con propiedades físicas y geométricas equivalentes, en donde la rigidez del sistema es representada por la rigidez secante al máximo desplazamiento y una representación equivalente del amortiguamiento de histéresis para la respuesta máxima.

La comparación de los métodos se hará mediante el análisis y diseño de una estructura compuesta por un sistema de muros estructurales especiales, de acuerdo al código ACI 318-08.

OBJETIVOS

Objetivos Generales.

- Aplicar el "método de diseño basado en los desplazamientos" a un sistema estructurado con muros.
- Aplicar el "método de diseño sísmico basado en las fuerzas" al mismo sistema estructural.
- Comparar la respuesta de ambos diseños ante acciones sísmicas.

Objetivos Específicos

- Evaluar la respuesta de las estructuras a través de un análisis no lineal tiempo-historia.
- Comparar esfuerzos de corte máximos y su distribución en los elementos estructurales.
- Comparar los desplazamientos máximos en el techo de la estructura obtenidos para ambos métodos.
- Comparar desplazamientos y demandas de ductilidad.
- Plantear conclusiones y observaciones relevantes respecto a los métodos analizados.

ALCANCES

Para el análisis y diseño de un edificio de hormigón armado, estructurado con muros, se consideran los siguientes alcances:

- La planta de la estructura es simétrica con respecto a los ejes X e Y, sólo se analizan y diseñan los elementos más desfavorables.
- Se utiliza el programa ETABS v9.5 [CSI, 2010] que realiza el análisis estructural lineal (Análisis modal espectral) del edificio.
- Para el análisis sísmico se considera que la estructura se encuentra ubicada en una zona sísmica 3 y suelo tipo D de acuerdo a lo estipulado en la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 y D.S. N°61 respectivamente.
- Se utiliza el programa RUAUMOKO 2D [Carr, 2008] que realiza el análisis no lineal de tiempo-historia de la estructura, considerando solo la dirección "Y" y los registros de aceleraciones de Concepción, Angol y Viña del Mar centro.
- Se utilizar como material para el diseño de la estructura, hormigón calidad H30 y acero de refuerzo A630-420H.

Para el diseño de las estructuras se considera la siguiente normativa.

ACI-318-08:	Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentario
NCh433 Of.1996 Mod.2009:	Diseño sísmico de edificios.
NCh430 Of.2008:	Hormigón Armado -Requisitos y cálculos
NCh1537 Of.2009:	Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso
NCh3171 Of.2010	Disposiciones generales y combinaciones de carga
Decreto Supremo N°60:	Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N°118, de 2010
Decreto Supremo N°61:	Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010

CAPITULO I

1 Estructura Analizada

La estructura analizada corresponde a un edificio de hormigón armado de uso habitacional, de 15 pisos, con altura de entre piso constante e igual a 2.8 [m], alcanzando una altura total de 42 [m].

El sistema sismorresistente está compuesto por muros estructurales especiales, en total 26 muros. Debido a la ausencia de vigas interiores, se espera que cada muro se comporte como elemento en voladizo al verse enfrentado a acciones sísmicas, como se ilustra en la figura 1.1.

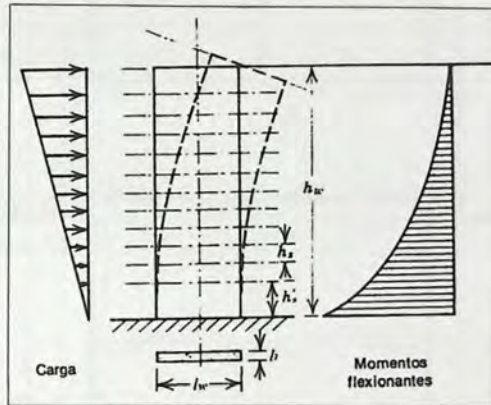


Figura 1.1: Muro en voladizo
Park and Paulay, 1978

Se eligió una planta tipo del edificio simétrica respecto las direcciones X e Y, con el objetivo de evitar que la estructura desarrolle torsión debido a irregularidades. La planta posee una superficie de 32.8 [m] de largo por 24 [m] de ancho, con un campo de losas de hormigón armado de 0.15 [m] de espesor, que actúa como diafragma rígido y soporte lateral de los muros.

La posición en planta de los muros, resistentes a las fuerzas laterales de un sismo, ha sido elegida para representar una estructuración típica de un edificio habitacional de Chile y cumplir con la función de resistir las fuerzas laterales producidas por un sismo.

La planta tipo del edificio analizado se muestra en la figura 1.2.

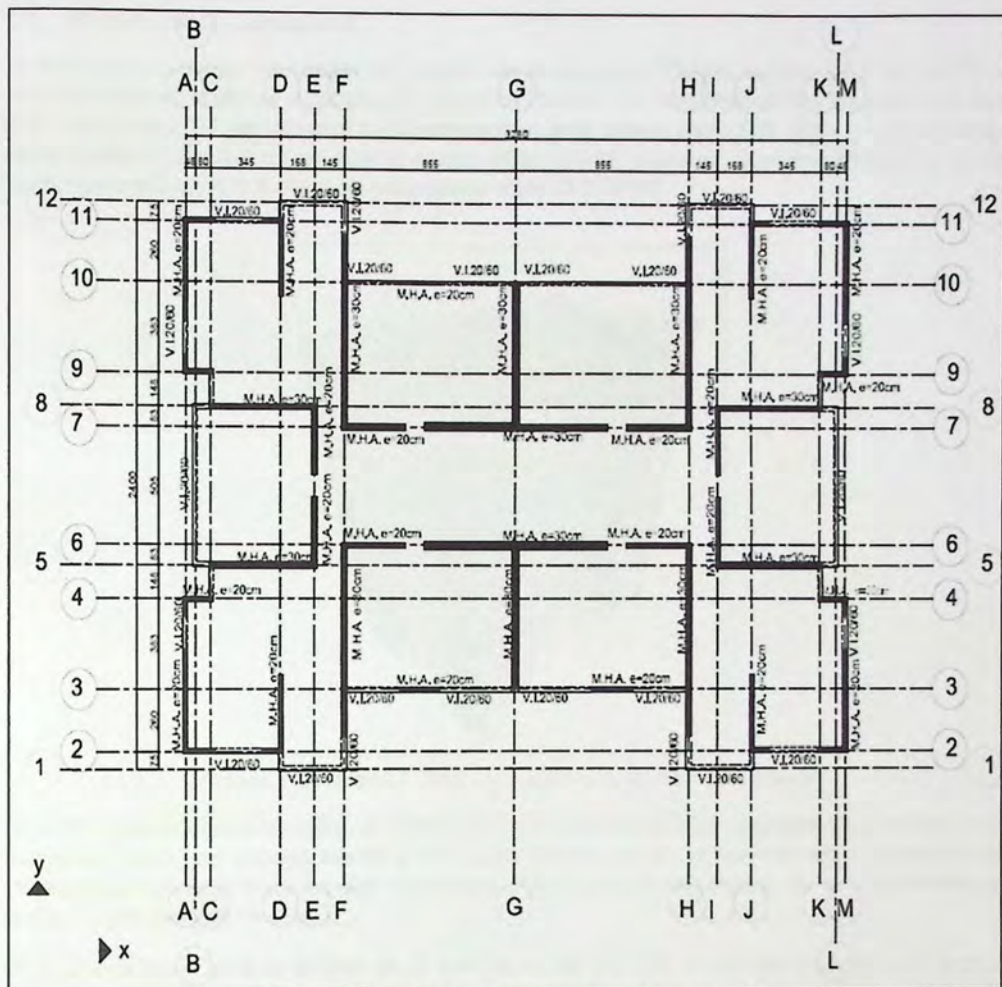


Figura 1.2: Planta tipo- Edificio de muros especiales

1.1 Modelo de la Estructura

La estructura de muros especiales se modela con el programa ETABS versión 9.5 [CSI, 2010], el análisis modal espectral se realiza según la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 y Decreto Supremo N°61 (V y U) de 2011, en adelante será nombrado en este trabajo como D.S. N°61, y los elementos estructurales se diseñan de acuerdo al código ACI 318S-08 y Decreto Supremo N°60 (V y U), de 2011, nombrado en lo que sigue de este trabajo como D.S. N°60.

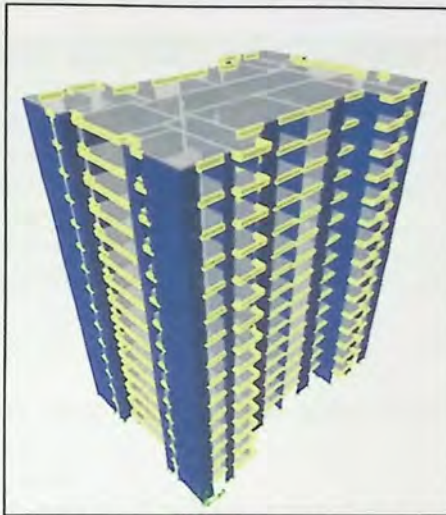


Figura 1.3: Modelo ETABS v.9.5- Estructura de muros especiales

En la modelación de la estructura, el sistema de losas de piso sólo se considera para actuar como diafragma rígido, dar soporte lateral a los muros (como se dijo anteriormente), y transmitir las solicitaciones sísmicas entre los ejes resistentes. Por lo que en este trabajo no se hace referencia al diseño gravitacional de éstas.

Otra consideración para el análisis de la estructura, es que los muros se modelan con apoyos simples y por ende las solicitaciones de momento en la base de estos se produce por el par de fuerzas de reacción compresión-tracción.

La interacción entre la estructura y el suelo no es considerada de importancia para este trabajo, por lo que no se hace referencia a ella.

1.2 Materiales Utilizados

1.2.1 Hormigón

La calidad del hormigón utilizado para el diseño de los elementos estructurales fue H30, cuyas propiedades físicas y clasificación según resistencia especificada a la compresión se muestra en la tabla 1.1.

Tabla 1.1: Propiedades físicas del hormigón H30.

Propiedades	Valor	Unidades
Resistencia Especificada (f_c)	300	kgf/cm ²
Resistencia Cilíndrica (f_c)	250	kgf/cm ²
Densidad	2.548E-04	kg/cm ³
Peso Especifico	2500E-06	kgf/cm ³
Módulo de Elasticidad (E_c)	238751.96	kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.2	-
Módulo de Corte (G)	99479.98	kgf/cm ²

1.2.2 Acero de Refuerzo

La calidad del acero utilizado para el diseño de muros será A630-420H, cuyas propiedades físicas se muestran en las tablas 1.2.

Tabla 1.2: Propiedades físicas acero para hormigón A630-420H

Propiedades	Valor	Unidades
Tensión de Fluencia (f_y)	4200	kgf/cm ²
Tensión de Rotura (f_u)	6300	kgf/cm ²
Densidad	7833	kg/cm ³
Módulo de elasticidad (E_s)	2.10E+06	kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.25	-
Módulo de Corte (G)	800000	kgf/cm ²

CAPITULO II

2 Análisis y Diseño: Práctica Chilena

2.1 Cargas y Sobrecargas de Diseño

Las solicitaciones consideradas para el diseño de la estructura de estudio de este trabajo son las siguientes.

2.1.1 Cargas Muertas o Permanentes

Consisten en aquellas solicitaciones en que su acción frente a la estructura no varía con el tiempo, y por lo general se encuentran en aplicación durante toda la vida útil de la edificación. En este trabajo se han considerado como cargas permanentes el peso propio de los elementos estructurales más un peso adicional de 150 [Kg/m²].

2.1.2 Cargas Vivas o Sobrecargas de Uso

Consisten en aquellas solicitaciones en que su acción frente a la estructura puede ser variable con el tiempo y se determinan en función al uso que se le dará a la edificación. En este trabajo se han asignado sobrecargas de uso, a la estructura de tipo habitacional, de acuerdo a lo estipulado en la norma NCh1537 Of.2009 – *Cargas permanentes y sobrecargas de uso*.

2.1.3 Cargas Eventuales

Consisten en aquellas solicitaciones en que su acción frente a la estructura es usualmente corta y se hacen presente sobre la edificación en eventuales situaciones. Para lograr los objetivos de este trabajo se ha considerado como carga eventual la acción sísmica según las normas NCh433 Of.1996 Mod.2009 - *Diseño sísmico de edificios* - y D.S. N°61 (V y U) de 2011.

2.2 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada a la estructura contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas en el diseño para que sea sumamente improbable la falla (Park et ál., 1978).

La norma NCh3171 Of.2010 -*Disposiciones generales y combinaciones de carga*- fija las combinaciones de carga adecuadas para conseguir lo dicho en el párrafo anterior. Las combinaciones de carga utilizadas serán las definidas para el diseño LRFD, las que se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Combinaciones de carga utilizadas, de acuerdo a la NCh3171 Of.2010

Combinación de Carga	D	L	E
U1	1.4	-	-
U2	1.2	1.6	-
U3	1.2	1.0	±1.4
U4	0.9	1.0	±1.4

Dónde:

- U Resistencia requerida
- D Carga muerta
- L Carga viva o sobrecarga de uso
- E Carga sísmica

2.3 Análisis Sísmico

El análisis sísmico correspondiente a la práctica actual chilena se efectúa de acuerdo a las disposiciones y requisitos establecidos por la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 - *Diseño sísmico de edificios* - y D.S. N°61 (V y U) de 2011.

Para dicho análisis y desarrollo de este trabajo se considera que la estructura se encuentra ubicada en una zona sísmica 3 y suelo tipo D, de acuerdo a lo estipulado en la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 y D.S. N°61 respectivamente.

2.3.1 Espectro de Pseudo-Aceleración de Diseño

De acuerdo al D.S. N°61 el espectro de diseño, que determina la resistencia sísmica mínima que la estructura debe tener, está definido por la ecuación 2.1.

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)} \quad (2.1)$$

Dónde:

- S Parámetro que depende del tipo de suelo
- A₀ Aceleración efectiva máxima del suelo
- R* Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- I Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
- α Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar "n", de acuerdo a la ecuación 2.2.

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (2.2)$$

En que:

T_n Período de vibración del modo n

T_0 y p Parámetros relativos al tipo de suelo

El factor R^* es definido por la ecuación 2.3

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (2.3)$$

Dónde:

T^* Período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_0 Factor de modificación de la respuesta estructural

En las tablas 2.2 y 2.3 se muestran los parámetros sísmicos y los que dependen del tipo de suelo, respectivamente, utilizados para el diseño.

Tabla 2.2: Parámetros sísmicos

Parámetros Sísmicos	
Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	D
Categoría Edificio	II
R_0	7
R	11
Aceleración Efectiva (A_0/g)	0.4
Coficiente de importancia (I)	1

Tabla 2.3: Parámetros que dependen del tipo de suelo

Parámetros según D.S.N°61. Artículo 12.3	
S	1.2
T_0	0.75 [s]
T^*	0.85 [s]
N	1.8
P	1.0

A continuación en la figura 2.1 se muestra el espectro de diseño elástico construido a partir de las ecuación 2.4 y de los parámetros indicados en las tabas 2.2 y 2.3.

$$S_{a,elastico} = \frac{SA_0\alpha}{I} \quad (2.4)$$

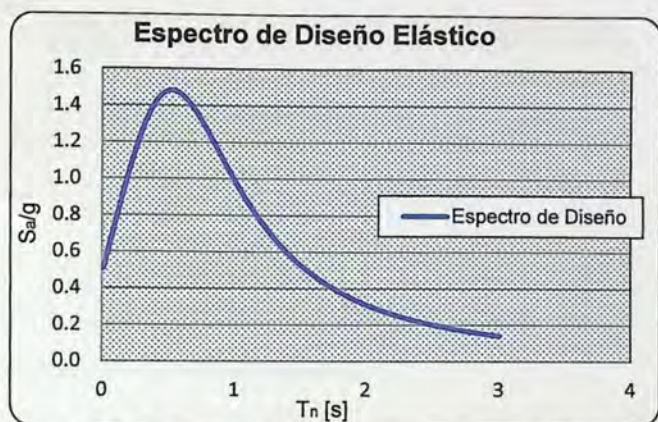


Figura 2.1: Espectro de diseño elástico, D.S.N°61 de 2011

2.3.2 Esfuerzo de Corte Basal

El esfuerzo de corte basal, según la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009, es el esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.

La obtención del esfuerzo de corte basal elástico $Q_{elástico}$ de la estructura se realiza mediante la modelación del edificio en el programa ETABS v9.5 mostrada en la figura 1.3, del que también se puede obtener el peso sísmico y los periodos de vibración con mayor masa traslacional en las dos direcciones de análisis, X e Y, de la estructura.

Para conseguir el esfuerzo de corte basal de diseño $Q_{reducido}$ o corte basal inelástico de la estructura, se debe reducir el esfuerzo de corte basal elástico por el factor de reducción R^* , indicado en la ecuación 2.3, que depende de la ductilidad del sistema estructural y material.

De acuerdo a la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 y D.S. N°61 de 2011, el esfuerzo de corte basal de diseño no debe exceder un valor máximo, que depende del parámetro R, y un valor mínimo. El valor máximo y mínimo del esfuerzo de corte basal se expresan en las ecuaciones 2.5 y 2.6 respectivamente.

$$Q_{max} = \frac{0.35SA_0IP}{g} \quad \text{Para } R = 7 \quad (2.5)$$

$$Q_{min} = \frac{SA_0IP}{6g} \quad (2.6)$$

Dónde:

P Peso sísmico de la estructura sobre el nivel basal

En la tabla 2.4 se muestra el peso, período, corte basal elástico, corte basal de diseño, cortes límite y factor de reducción, de la estructura para cada dirección de análisis.

Tabla 2.4: Resumen análisis sísmico

Análisis Sísmico		
Peso Estructura P [Tonf]	10363	
Corte Máximo Q_{max} [Tonf]	1741	
Corte Mínimo Q_{min} [Tonf]	829	
Dirección de Análisis	X	Y
Periodo T [s]	0.99	0.81
Corte Elástico $Q_{elástico}$ [Tonf]	7173	8532
Factor de Reducción R^*	6.99	6.45
Corte de diseño $Q_{reducido}$ [Tonf]	1027	1323

2.3.3 Espectro de Elástico de Desplazamientos

El espectro elástico de desplazamientos, requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo, se obtiene a partir de la ecuación 2.7.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (2.7)$$

Dónde:

S_{de} Espectro elástico de desplazamientos

C_d^* Factor que depende del tipo de suelo, indicado en la tabla 2.5

T_n Período de vibración del modo n

A_0 Aceleración efectiva máxima del suelo

Tabla 2.5: Valores de C_d^* , para suelo tipo D

Tipo de Suelo	C_d^*	Rango de Periodos
D	1.0	$T_n \leq 0.90$ seg
	$1.1T_n$	$0.90 \text{ seg} < T_n \leq 1.75$ seg
	1.93	$1.75 \text{ seg} < T_n \leq 5$ seg

2.3.4 Deformaciones Sísmicas

2.3.4.1 Desplazamiento lateral de entrepiso (*Drift*)

La NCh433 Of.1996 Mod.2009 estipula que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002. En adelante en este trabajo la relación generada entre la diferencia de desplazamientos horizontales entre un piso y otro, con respecto a la altura de entrepiso se le denominará *drift*.

Los *drifts* de entrepiso, medidos con respecto al centro de masa, producidos por la acción sísmica sobre la estructura, en las direcciones X e Y, son graficados en las figuras 2.2.



Figura 2.2: *Drift* de entre piso en direcciones X e Y.

2.3.4.2 Desplazamiento lateral de diseño en el techo

Según el D.S.N°61, para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se considera igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis multiplicada por un factor igual a 1.3, como expresa la ecuación 2.8.

$$\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \quad (2.8)$$

Dónde:

T_{ag} Período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón.

Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa

traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos.

A continuación en la tabla 2.6 se muestran los resultados del cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo, en las dos direcciones de análisis, X e Y, para la estructura de muros y posteriormente se muestran los desplazamientos de diseño en el techo graficados en la figura 2.3, correspondiente al espectro elástico de desplazamientos.

Tabla 2.6: Desplazamiento lateral de diseño en techo

Dirección	T^* (s)	T_{ag} (ss)	δ_u (cm)
X	0.99	1.48	52.31
Y	0.81	1.22	40.27

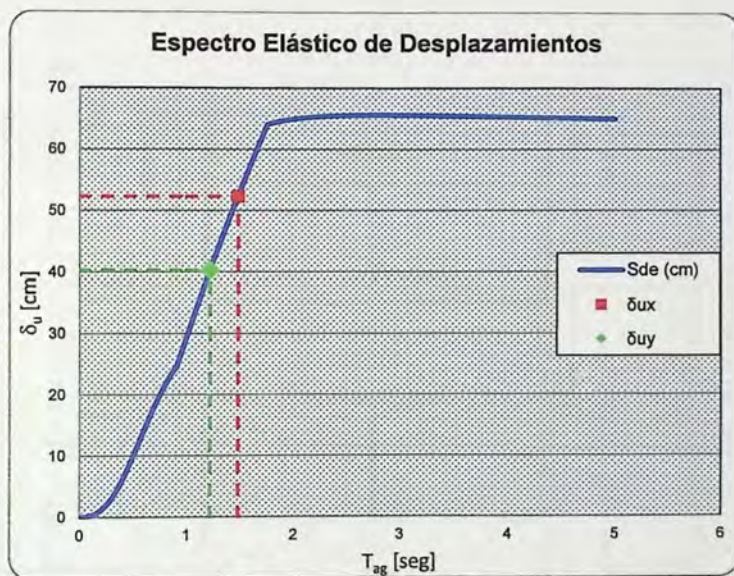


Figura 2.3: Espectro elástico de Desplazamientos

2.4 Diseño de Elementos Estructurales

En la presente sección se hace referencia al diseño de los muros estructurales, pertenecientes a un cuarto de la estructura debido a la simetría de ésta en la dirección X e Y, considerados como más importantes para resistir la acción sísmica. Estos muros son mostrados en la figura 2.4.

Los muros son diseñados como muros estructurales especiales, por lo que resisten esfuerzos de corte, flexo-compresión, además de cumplir con los requisitos de capacidad de deformación de acuerdo a las disposiciones del código ACI-318-08 y D.S. N°60 de 2011.

En cuanto al confinamiento de los elementos especiales de borde sólo se hace referencia al cálculo de la distancia en que se debe extender según el D.S. N°60 de 2011 y no al detallamiento de éste.

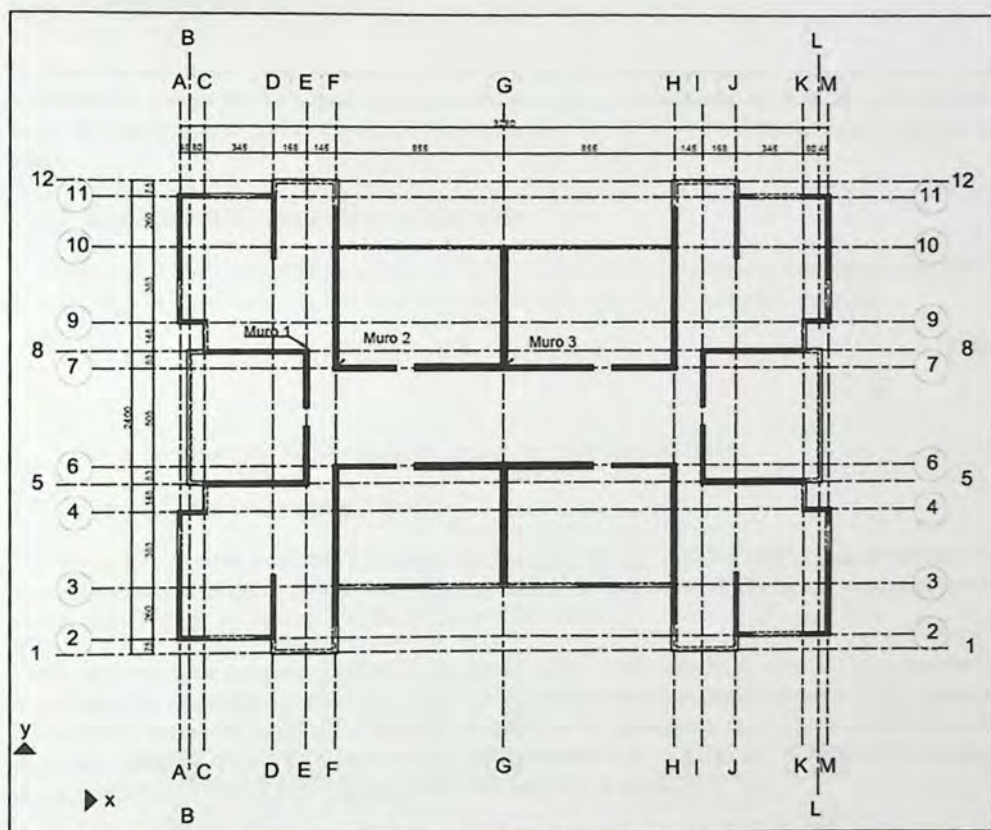


Figura 2.4: Muros estructurales más demandados.



2.4.1 Corte

2.4.1.1 Condición de diseño

La condición de diseño al corte está dada por la ecuación 2.9.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.9)$$

Dónde:

- V_u Resistencia última demandada al corte proveniente de las combinaciones de carga
 V_n Resistencia nominal al corte
 ϕ Factor de reducción

El factor de reducción para corte utilizado es 0.6, debido a que se espera que los muros sean demandados por un sismo, y por ende se considera que la resistencia nominal al corte de cada muro es menor que el corte correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión de este.

2.4.1.2 Limitación de la resistencia nominal al corte

El código ACI-318-08 restringe la resistencia nominal al corte para secciones horizontales de muro, de acuerdo a la ecuación 2.10, con el objetivo de evitar la falla por compresión diagonal.

$$V_n \leq 2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw} [Kgf/cm^2] \quad (2.10)$$

Dónde:

- A_{cw} Área de la sección de hormigón del segmento horizontal de muro

2.4.1.3 Verificación de la resistencia al corte

Los siguientes gráficos muestran los diagramas de corte de los muros e indican que la resistencia nominal requerida al corte de los muros estructurales cumplen con la limitación impuesta por el código ACI-318-08, en ambas direcciones de análisis, X e Y.

En los diagramas de corte se grafican la resistencia última demandada al corte V_u , proveniente de la combinación de carga que incluye la sollicitación gravitacional y la acción sísmica como indica la combinación U3 en la tabla 2.1. También se grafican la resistencia nominal requerida al corte $V_{n,Requerida}$, obtenida dividiendo la resistencia última demandada al corte por el factor de reducción ϕ , y la resistencia nominal límite $V_{n,Limite}$, obtenida según a la ecuación 2.10.

Las figura 2.5 muestra los diagramas de corte para el muro 1, en la direcciones X e Y.

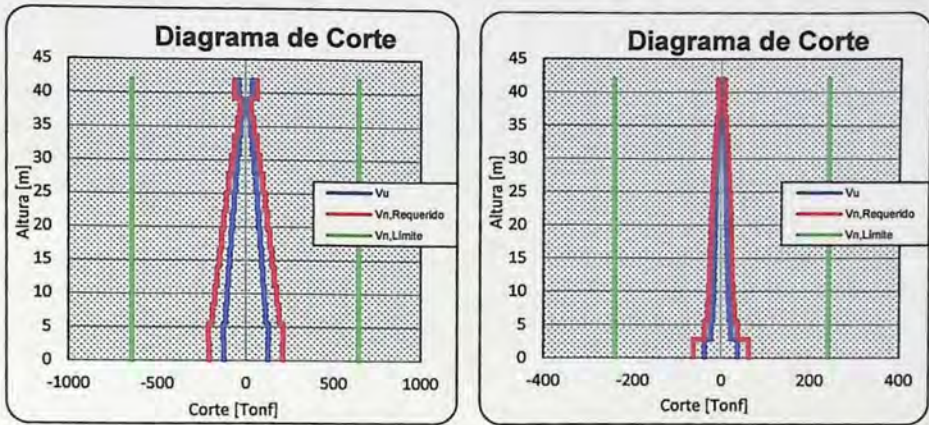


Figura 2.5: Diagramas de corte muro 1, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)

La figura 2.6, muestra los diagramas de corte para el muro 2, en la direcciones X e Y.

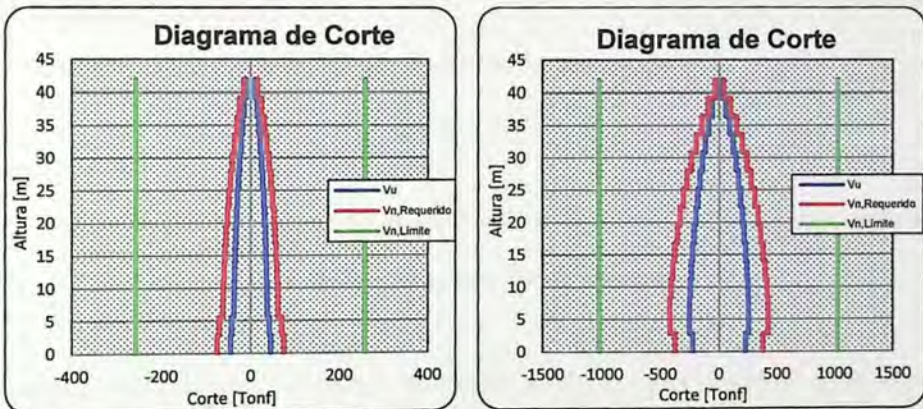


Figura 2.6: Diagramas de corte muro 2, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)

Las figuras 2.7, muestra los diagramas de corte para el muro 3, en la direcciones X e Y.

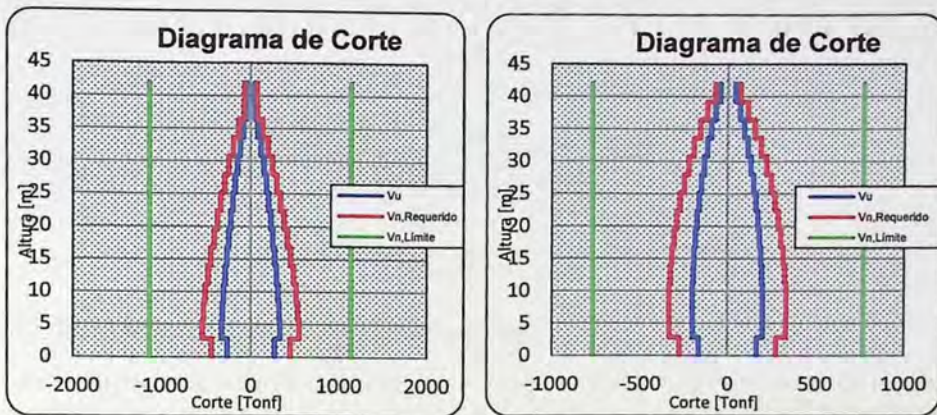


Figura 2.7: Diagramas de corte muro 3, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)

2.4.2 Flexo-compresión

2.4.2.1 Condición de diseño

La condición de diseño a flexo-compresión está dada por la ecuación 2.11.

$$(M_u, P_u) \leq \phi (M_n, P_n) \quad (2.11)$$

Dónde:

M_u, P_u Resistencia última demanda a la flexión y carga axial, respectivamente, provenientes de las combinaciones de carga

M_n, P_n Resistencia nominal a la flexión y carga axial respectivamente

ϕ Factor de reducción

El factor de reducción según el código ACI-318-08, es 0.9 para las secciones controladas por tracción y 0.65 para las secciones controladas por compresión reforzadas con estribos. Y para secciones en que la deformación unitaria neta a la tracción en el acero extremo en tracción en el estado de resistencia nominal, ϵ_t , se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y tracción, se permite que el factor de reducción aumente linealmente entre desde 0.65 hasta 0.9, en la medida que ϵ_t aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión hasta 0.005.

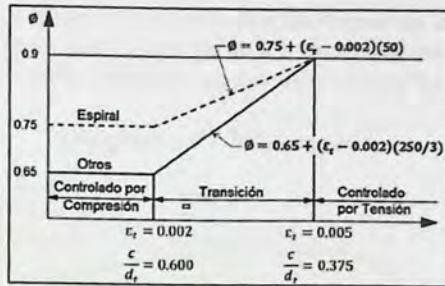


Figura 2.8: Variación de ϕ para diseño a flexo-compresión
Código ACI 318, 2008

2.4.2.2 Verificación de la resistencia a flexo-compresión

El cálculo de la resistencia de la sección de un muro se basa en los conceptos de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, consistente con las hipótesis de las secciones planas (Paulay et ál., 1992).

Para determinar la resistencia nominal a carga axial y flexión de una sección de hormigón armado dada, en este caso un muro y su armadura de refuerzo longitudinal, se utilizarán diagramas de interacción, los que utilizan los conceptos antes mencionados, y se cumplirá con los requisitos y disposiciones del código ACI 318-08 y D.S. N °60 de 2011.

La verificación de la resistencia a flexo-compresión de los muros se hará en la base de estos, ya que es allí donde se produce la mayor demanda de esfuerzo axial y de momento al verse sometido a la acción impuesta por un sismo. A esta sección se le denomina sección crítica y se define como la zona en donde se espera que ocurra incursión no-lineal.

Las solicitaciones, en la base del muro, de carga axial y flexión mostradas en los diagramas de interacción son las provenientes de las combinaciones de carga indicadas en la tabla 2.1.

La siguiente figura muestra la sección transversal y distribución de armadura del muro 1.

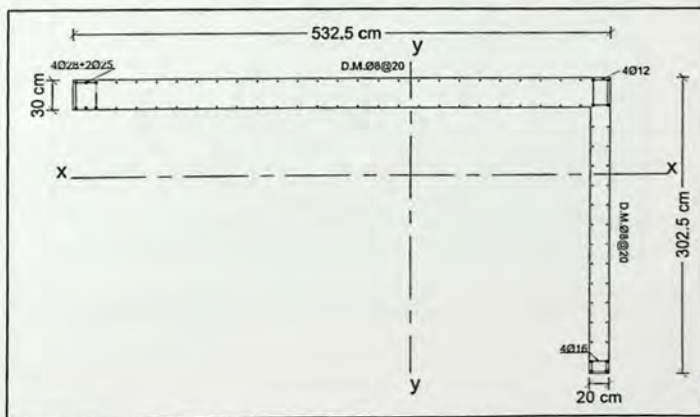


Figura 2.9: Sección transversal Muro 1.

A continuación en las figuras 2.10 y 2.11 se muestran los diagramas de interacción para la sección crítica del muro 1 en las direcciones de análisis X e Y respectivamente, y además la figura en el recuadro blanco indica en negro la zona del muro que se encuentra en de la compresión.

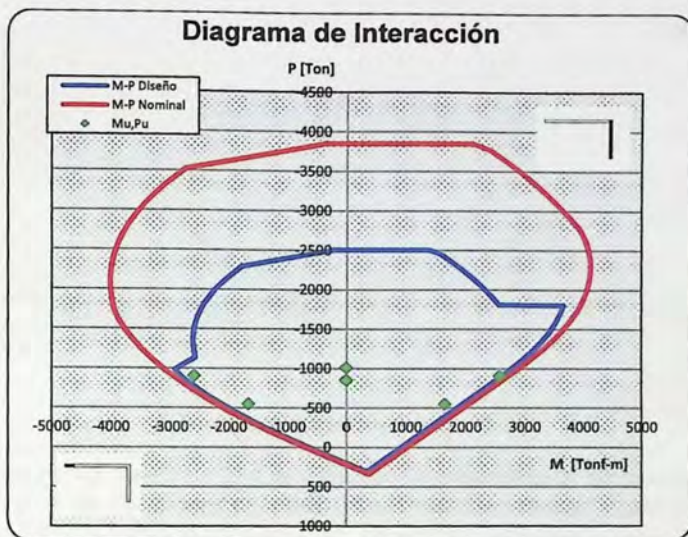


Figura 2.10: Diagrama de interacción Muro 1, dirección X.

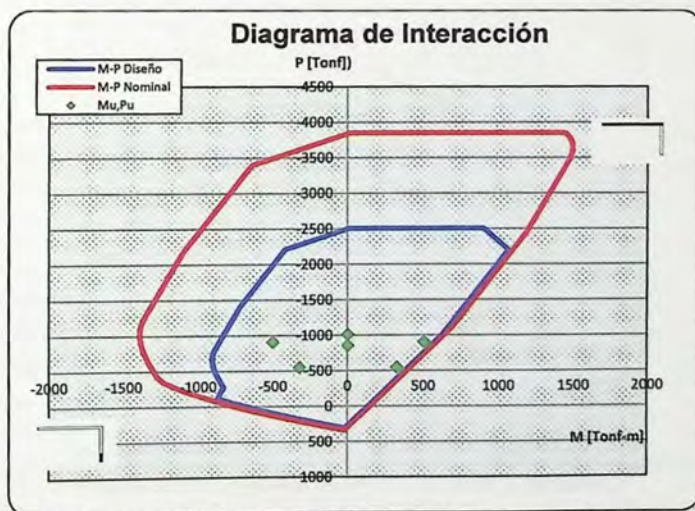


Figura 2.11: Diagrama de interacción Muro 1, dirección Y.

La figura 2.12 muestra la sección transversal y distribución de armadura del muro 2.

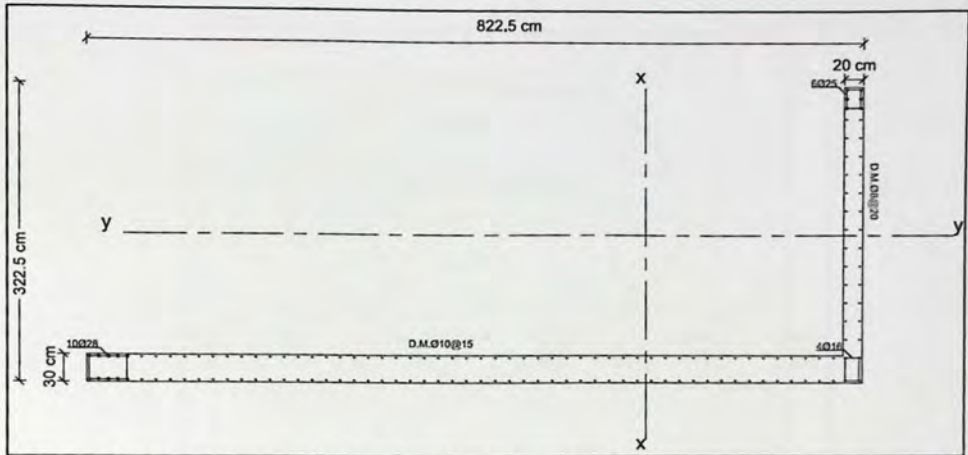


Figura 2.12: Sección transversal Muro 2.

A continuación en las figuras 2.13 y 2.14 se muestran los diagramas de interacción para la sección crítica del muro 2 en las direcciones de análisis X e Y respectivamente, y además la figura en el recuadro blanco indica en negro la zona del muro que se encuentra en compresión.

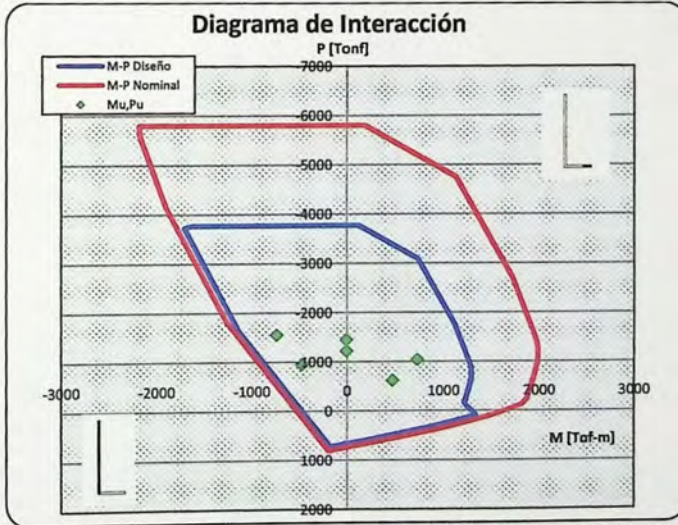


Figura 2.13: Diagrama de interacción Muro 2, dirección X.

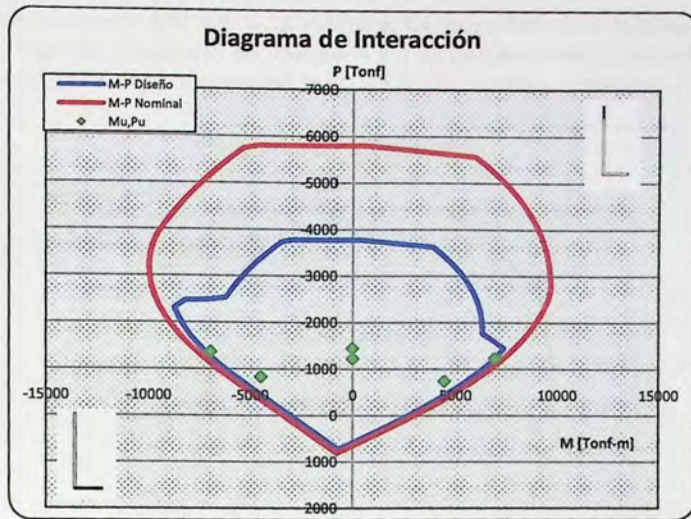


Figura 2.14: Diagrama de interacción Muro 2, dirección Y.

La figura 2.15 muestra la sección transversal y distribución de armadura del muro 3.

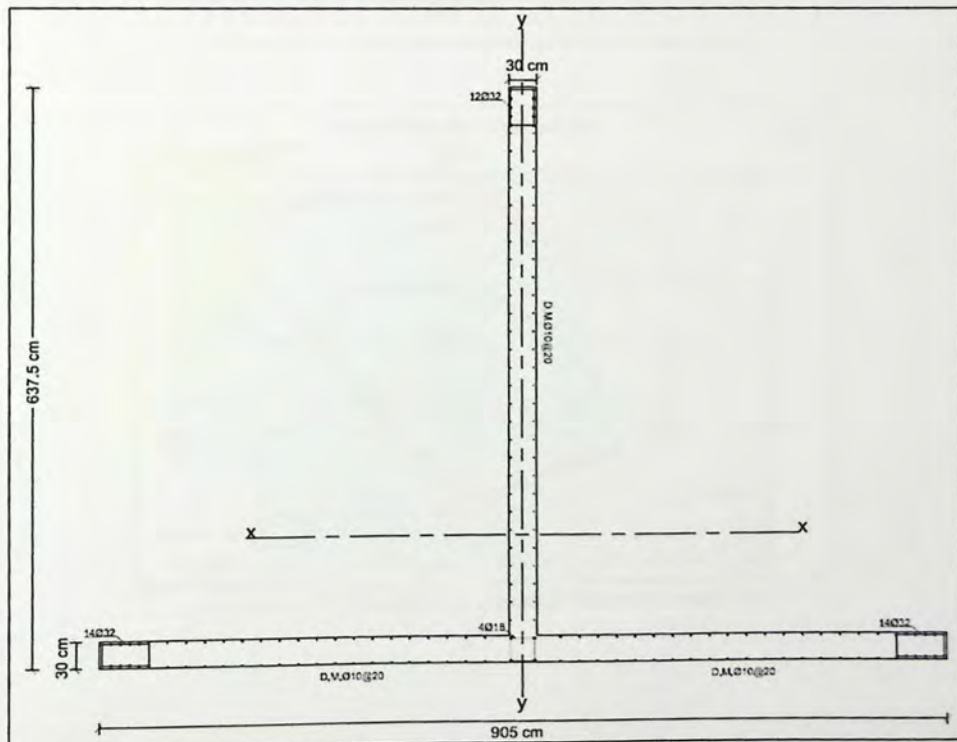


Figura 2.15: Sección transversal Muro 3.

A continuación en las figuras 2.16 y 2.17 se muestran los diagramas de interacción para la sección crítica del muro 3 en las direcciones de análisis X e Y respectivamente, y además la figura en el recuadro blanco indica en negro la zona del muro que se encuentra en compresión.

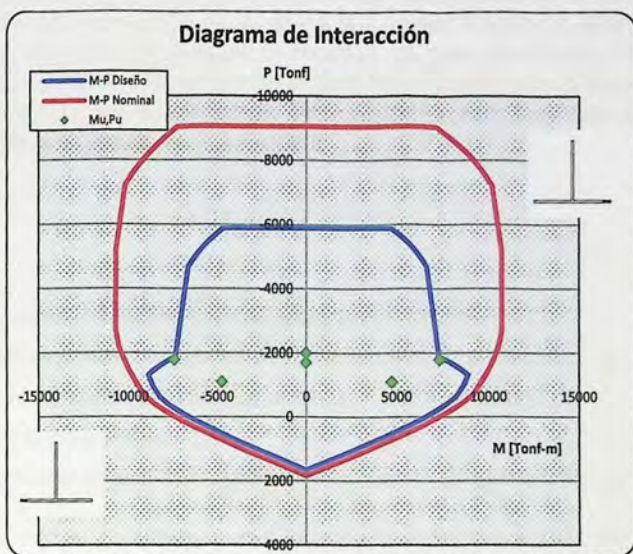


Figura 2.16: Diagrama de interacción Muro 3, dirección X.

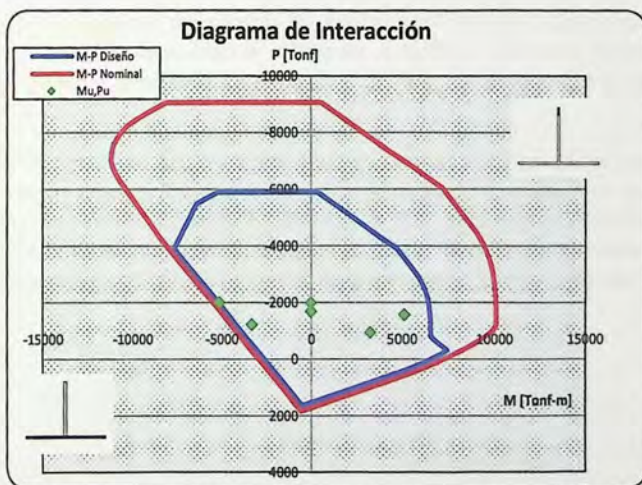


Figura 2.17: Diagrama de interacción Muro 3, dirección Y.

2.4.2.3 Capacidad de deformación

La capacidad de deformación de un muro debe ser tal que desarrolle una respuesta dúctil adecuada frente a sismos severos, es por esta razón que el D.S.N°60 de 2011 indica que la sección crítica de todo muro con razón de aspecto H_w/L_w mayor o igual a 3, debe tener capacidad de curvatura, φ , mayor que la demanda de curvatura, φ_u , para este trabajo será calculada de acuerdo a la ecuación 2.12. Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u consistente con δ_u y la deformación unitaria del hormigón, ϵ_c , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor a 0.008.

$$\varphi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p(H_w - l_p/2)} + \varphi_e \quad (2.12)$$

Dónde:

- δ_u Desplazamiento de diseño según se define en D.S.N°61 de 2011
- δ_e Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior
- φ_e Curvatura de fluencia de la sección crítica de un muro, consistente con δ_e
- l_p Largo de la rótula plástica
- H_w Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro

Además el D.S.N°60 de 2011 limita el valor de la carga axial última por el valor $0.35f'_cA_g$ con el objetivo de asegurar una mínima capacidad de deformación plástica en el muro, aunque en secciones asimétricas este valor podría ser insuficiente.

Para el análisis de la capacidad de curvatura de la sección de muro se utiliza la relación momento-curvatura, la cual permite representar la resistencia a flexión y curvatura sometida a distintos niveles de deformación y carga axial, tanto en el rango elástico como inelástico de la sección de hormigón armado.

A continuación se mostrarán las relaciones momento-curvatura para los muros diseñados en ambas direcciones de análisis, X e Y, en donde la carga axial, considerada más desfavorable es la mayor obtenida (combinación de carga U3 de la tabla 2.1), para ambas direcciones, el nivel de carga axial afecta la relación momento curvatura ya que a medida que la carga axial es mayor disminuye la capacidad de deformación, a pesar de que aumenta la resistencia del muro.

Las figuras 2.18 y 2.19 muestran la relación momento-curvatura para el muro 1, en la direcciones X e Y respectivamente.

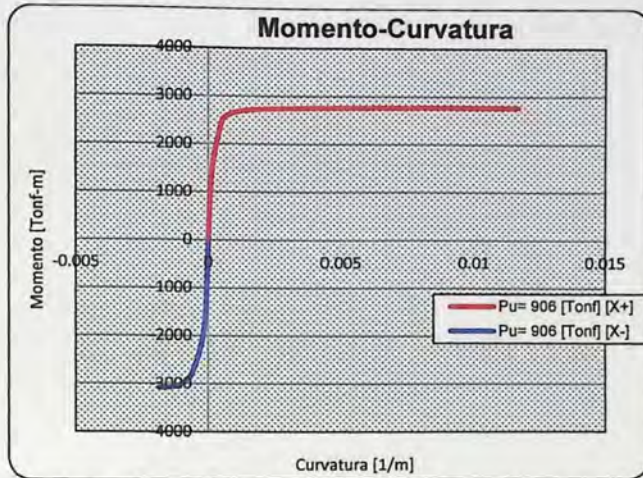


Figura 2.18: Momento-Curvatura Muro 1, dirección X.

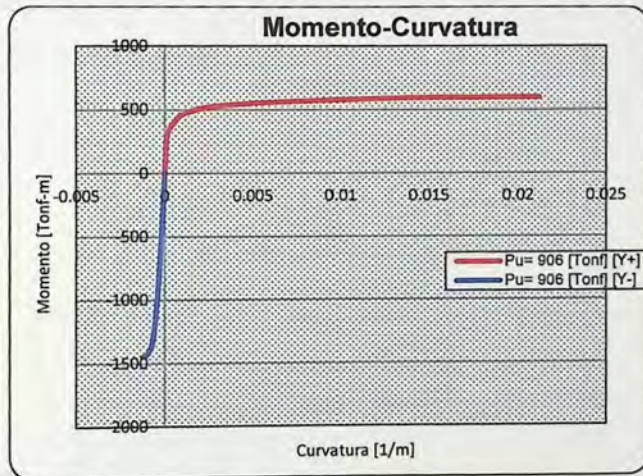


Figura 2.19: Momento-Curvatura Muro 1, dirección Y.

Las figuras 2.20 y 2.21 muestran la relación momento-curvatura para el muro 2, en la direcciones X e Y respectivamente.

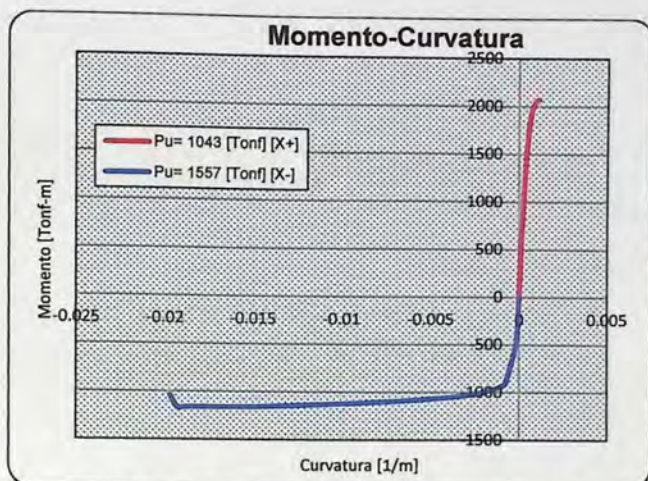


Figura 2.20: Momento-Curvatura Muro 2, dirección X.

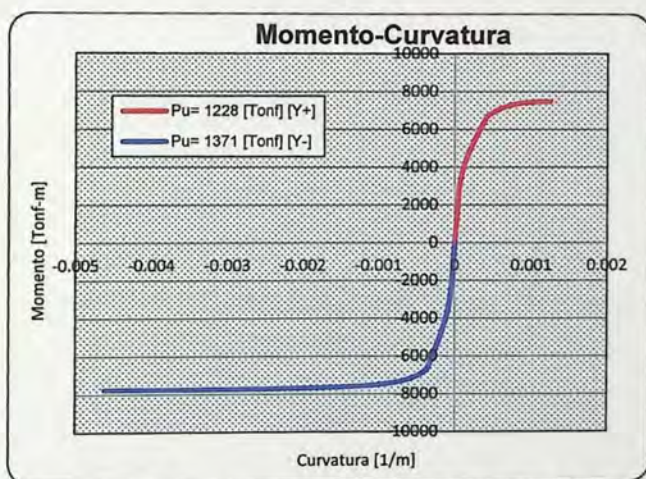


Figura 2.21: Momento-Curvatura Muro 2, dirección Y.

Las figuras 2.22 y 2.23 muestran la relación momento-curvatura para el muro 3, en la direcciones X e Y respectivamente.

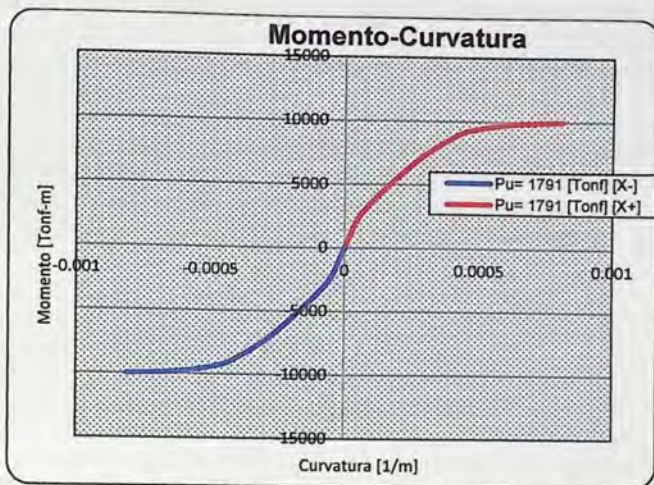


Figura 2.22: Momento-Curvatura Muro 3, dirección X.

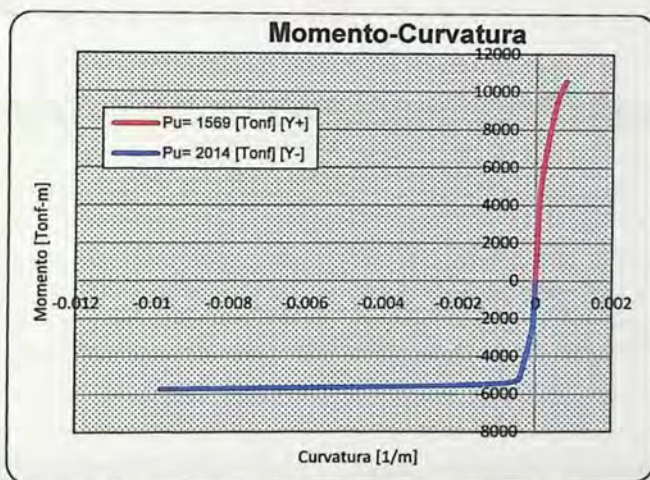


Figura 2.23: Momento-Curvatura Muro 3, dirección Y.

En las tablas 2.7, 2.8 y 2.9 se verifica que la capacidad de curvatura de la sección sea mayor a la demanda de curvatura, según lo expuesto anteriormente, para los muros 1, 2 y 3 respectivamente. En ellas se muestran los parámetros utilizados para el cálculo, tales como longitud del muro, altura del muro, desplazamiento de diseño, longitud de la rótula plástica, curvatura de fluencia, deformación elástica, demanda de curvatura, capacidad de curvatura, profundidad del eje neutro y deformación unitaria requerida de la fibra extrema en compresión.

En caso de no cumplir con la capacidad de curvatura necesaria, se deberán utilizar elementos especiales de borde, para efectos de este trabajo sólo se calcula la distancia en que estos se deben extender dentro de la sección de muro, ya que la importancia del cálculo de estos es verificar que la deformación unitaria de la fibra extrema en compresión no exceda de 0.008, por lo que el detallamiento de los elementos de borde no presenta importancia para el cumplimiento de los objetivos de este trabajo.

Para la obtención de la distancia en que el elemento de borde se debe extender, es necesario conocer la profundidad del eje neutro, c , calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño, según la ecuación 2.13 y considerando una deformación unitaria de la fibra en compresión de 0.003.

$$c = \frac{\varepsilon_c}{\varphi} = \frac{0.003}{\varphi} \quad (2.13)$$

Dónde:

φ Capacidad de curvatura de la sección crítica de un muro

Además para que el elemento de borde sea efectivo dentro del diseño sismorresistente, el D.S.N°60 de 2011 fija que el espesor del elemento de borde sea mayor o igual a 30 [cm].

La tabla 2.7 muestra la verificación de la capacidad de curvatura del muro 1, en ella se nota que la capacidad de deformación es adecuada en las direcciones de análisis y por lo tanto no es necesario el uso de elementos especiales de borde.

Tabla 2.7: Verificación de capacidad de curvatura muro 1

Dirección	L_w [m]	H_w [m]	$\delta_{u, DSS0}$ [m]	L_p [m]	φ_u [1/m]	δ_u [m]	$\varphi_{u, DSS0}$ [1/m]	φ_u [1/m]	c [m]	$\varepsilon_{c, requerida}$	Distancia a confinar [m]
X ⁽⁺⁾	5.35	42	0.52	2.68	0.0006	0.38	0.0020	0.0117	0.26	0.0005	0.00
X ⁽⁻⁾	5.35	42	0.52	2.68	0.0007	0.41	0.0017	0.0019	1.60	0.0028	0.00
Y ⁽⁺⁾	2.97	42	0.40	1.49	0.0010	0.60	-	0.0212	0.14	-	-
Y ⁽⁻⁾	2.97	42	0.40	1.49	0.0012	0.72	-	0.0012	2.44	-	-

La tabla 2.8 muestra la verificación de la capacidad de curvatura del muro 2, en ella se nota que la capacidad de deformación es adecuada en las direcciones de análisis y por lo tanto no es necesario el uso de elementos especiales de borde, a pesar que en la dirección negativa del eje X se requiere algo de confinamiento este es despreciable, con un buen detallamiento esto quedará controlado.

Tabla 2.8: Verificación de capacidad de curvatura muro 2

Dirección	L_w [m]	H_w [m]	$\delta_{u, DSS1}$ [m]	L_p [m]	φ_u [1/m]	δ_u [m]	$\varphi_{u, DSS0}$ [1/m]	φ_u [1/m]	c [m]	$\varepsilon_{c, requerida}$	Distancia a confinar [m]
X ⁽⁺⁾	3.2	42	0.52	1.60	0.0011	0.66	-	0.0011	2.69	-	-
X ⁽⁻⁾	3.2	42	0.52	1.60	0.0009	0.55	0.0005	0.0197	0.15	0.0001	0.00
Y ⁽⁺⁾	8.25	42	0.40	4.13	0.0005	0.27	0.0013	0.0012	2.41	0.0031	0.07
Y ⁽⁻⁾	8.25	42	0.40	4.13	0.0004	0.24	0.0014	0.0046	0.65	0.0009	0.00

La tabla 2.9 muestra la verificación de la capacidad de curvatura del muro 2, en ella se nota que en la dirección del eje X, en donde la sección es simétrica, es necesario el uso de elementos de borde ya que la demanda de curvatura es mayor a la capacidad de curvatura del muro, y también se puede apreciar que la deformación unitaria del hormigón en la fibra extrema a compresión se

encuentra por debajo del límite del D.S.N°60, por lo que con un buen confinamiento y detallamiento, el muro debiera alcanzar la capacidad de deformación deseada.

Tabla 2.9: Verificación de capacidad de curvatura muro 3

Dirección	L_w [m]	H_w [m]	$\delta_{u,DS60}$ [m]	L_F [m]	ϕ_u [1/m]	δ_e [m]	$\phi_{u,DS60}$ [1/m]	ϕ_u [1/m]	c [m]	ϵ_c requerida	Distancia a confinar [m]
X ⁽¹⁾	9.05	42	0.52	4.53	0.0005	0.27	0.0019	0.0008	3.69	0.0069	2.09
X ⁽²⁾	9.05	42	0.52	4.53	0.0005	0.27	0.0019	0.0008	3.69	0.0069	2.09
Y ⁽¹⁾	6.35	42	0.40	3.18	0.0008	0.46	0.0003	0.0008	3.82	0.0012	0.00
Y ⁽²⁾	6.35	42	0.40	3.18	0.0004	0.25	0.0016	0.0098	0.31	0.0005	0.00

Con este análisis de capacidad de deformación hecho, se cumple con el criterio de confinamiento para las zonas en que la sección se encuentra en compresión.

CAPITULO III

3 Descripción del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos

Este método es un procedimiento para determinar la resistencia requerida por un sistema estructural (en este trabajo un sistema constituido por muros), que asegure que un comportamiento dado, definido por deformaciones de flexión o *drift* límites, sea alcanzado bajo un nivel específico de demanda de desplazamiento.

El método de diseño directo basado en desplazamientos representa a la estructura a través de una estructura sustituta de un grado de libertad (SDOF) en relación a la máxima demanda de desplazamiento, y no por las características elásticas iniciales. La estructura SDOF es caracterizada por la rigidez secante en el máximo desplazamiento, una masa equivalente, una altura efectiva y por un amortiguamiento viscoso equivalente que considera el efecto del amortiguamiento elástico y el histérico. Los fundamentos del proceso de diseño se muestran en la figura 3.1.

El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura SDOF se puede determinar a partir del nivel de ductilidad de la estructura, como muestra la figura 3.1 (c).

Por lo tanto, una vez determinado el desplazamiento de diseño (Δ_d) y el correspondiente amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_e), estimado a partir de la demanda de ductilidad esperada (μ_d), el periodo efectivo (T_e) correspondiente al máximo desplazamiento, medido en la altura efectiva (H_e), puede ser leído desde el espectro de desplazamientos obtenido para el nivel de amortiguamiento representativo de la estructura, como se ve en la figura 3.1 (d).

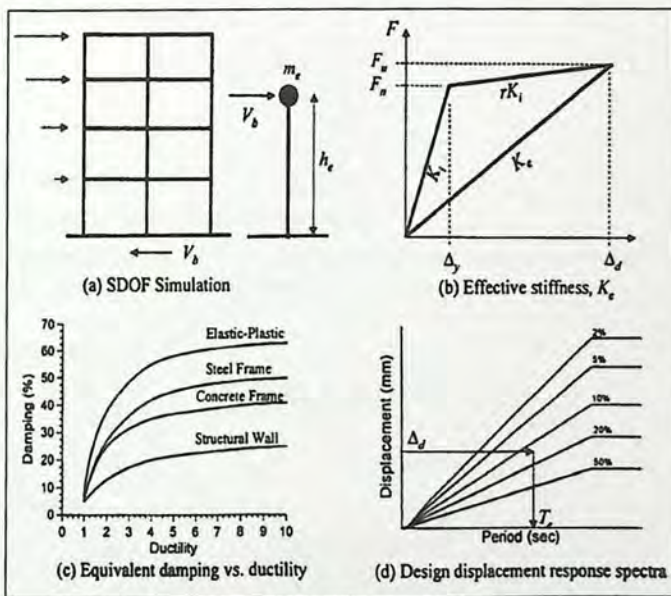


Figura 3.1: Fundamentos del diseño basado en los desplazamientos.
Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007

Luego la rigidez efectiva de la estructura SDOF, correspondiente al desplazamiento de diseño, puede ser encontrada invirtiendo la ecuación para el periodo de un péndulo simple de un grado de libertad, esta ecuación se mostrara en la siguiente sección de este capítulo.

El proceso de diseño puede ser resumido como se indica a continuación.

- Estimar las dimensiones estructurales.
- Determinar el desplazamiento de diseño (Desplazamiento objetivo).
- Calcular el desplazamiento de fluencia y por lo tanto las demandas de ductilidad.
- Determinar el amortiguamiento viscoso equivalente.
- Determinar el periodo efectivo a partir del espectro de desplazamientos
- Determinar la rigidez efectiva para la estructura sustituta de un grado de libertad.
- Determinar el esfuerzo de corte basal de diseño.
- Distribuir el esfuerzo de corte basal en los muros de la estructura y diseñar.

Esencialmente el procedimiento de diseño determina la resistencia requerida en la ubicación de rótulas plásticas para lograr el diseño deseado en términos del desplazamiento objetivo. Esto debe ser combinado con fundamentos de diseño por capacidad para asegurar que las rotulas plásticas ocurran donde se destinan y que no se desarrollen modos no dúctiles de deformación inelástica (Priestley et ál., 2007).

3.1 Formulación del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos para una Estructura de Muros.

En la presente sección se exponen las ecuaciones básicas del proceso de análisis de diseño.

3.1.1 Desplazamiento de Diseño

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.1)$$

Dónde:

- n Número de pisos
- m_i Masa de piso correspondiente al nivel i-ésimo
- Δ_i Desplazamiento de piso, definido como la suma de los desplazamientos de fluencia y plástico, correspondiente al nivel i-ésimo

3.1.2 Masa Equivalente

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3.2)$$

3.1.3 Altura efectiva

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.3)$$

Dónde:

H_i Altura del nivel i-ésimo

3.1.4 Desplazamiento de Fluencia

En el proceso de diseño es necesario conocer el desplazamiento de fluencia en la altura efectiva para cada muro estructural.

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y H_e^2}{2} \left(1 - \frac{H_e}{3H_n} \right) \quad (3.4)$$

Con:

$$\varphi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \quad \text{para muros de sección rectangular} \quad (3.5)$$

$$\varphi_y = \frac{3\varepsilon_y}{2l_w} \quad \text{para muros con alas en compresión} \quad (3.6)$$

Dónde:

φ_y Curvatura de fluencia

ε_y Deformación unitaria de fluencia del acero

l_w Longitud del muro

H_n Altura total del muro

3.1.5 Ductilidad de Desplazamiento de Diseño

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (3.7)$$

3.1.6 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

En este trabajo se utilizará la ecuación 3.8, recomendada por los autores Priestley, Calvi y Kowalsky en el libro *Displacement-Based Seismic Design Structures (2007)*, para determinar la razón de amortiguamiento de un muro de un edificio de hormigón armado, la que considera un amortiguamiento elástico del 5% y la regla de histéresis *Takeda Thin*, que representan la respuesta elástica y dúctil del muro respectivamente.

$$\xi_{ej} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (3.8)$$

Luego de obtener el amortiguamiento equivalente para cada muro, el amortiguamiento equivalente global de la estructura es calculado de acuerdo a la siguiente expresión.

$$\xi_e = \frac{\sum_{j=1}^m (l_{wj}^2 \xi_j)}{\sum_{j=1}^m l_{wj}^2} \quad (3.9)$$

Dónde:

l_{wj} Longitud del j-ésimo muro estructural

ξ_j Amortiguamiento equivalente del j-ésimo muro estructural

3.1.7 Rigidez Efectiva

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3.10)$$

Dónde:

T_e Periodo efectivo de la estructura

3.1.8 Corte Basal de Diseño

$$F = V_B = K_e \Delta_d \quad (3.11)$$

3.1.9 Distribución del Corte Basal en los Niveles de Piso

La distribución del corte basal en los niveles de piso corresponde a la forma de triángulo invertido representativa del primer modo de vibrar de la estructura y único modo de vibrar de la estructura SDOF.

$$F_i = \frac{V_B (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.12)$$

3.1.10 Perfil de Desplazamientos de Piso

Para obtener el desplazamiento de diseño es necesario conocer el perfil de desplazamientos de la estructura, el que está compuesto por el perfil de desplazamiento de fluencia y el plástico, de acuerdo a la ecuación 3.13, del muro más rígido que controla la deformación del sistema estructural para el nivel desplazamiento impuesto, debido a que este posee la menor capacidad de desplazamiento de fluencia y mayor rigidez, como ilustra la figura 3.2.

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} \quad (3.13)$$

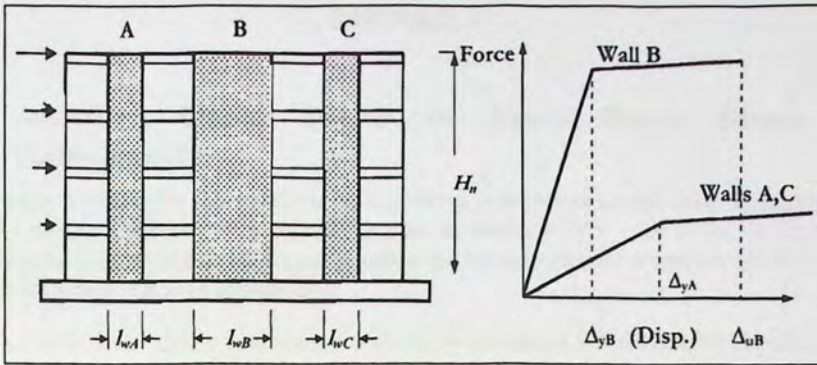


Figura 3.2: Edificio con muros con diferentes longitud de pared \$L_w\$
Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007

3.1.11 Perfil de desplazamiento de fluencia

Este perfil de desplazamiento corresponde a la capacidad de deformación elástica del muro.

$$\Delta_{yfl} = \frac{\varphi_y H_i^2}{2} \left(1 - \frac{H_i}{3H_n} \right) \quad (3.14)$$

3.1.11.1 Perfil de desplazamiento plástico

El perfil de desplazamiento plástico corresponde a la capacidad de rotación plástica en la base del muro (rótula plástica) que controla la respuesta del sistema.

$$\Delta_{ptl} = \theta_p H_i \quad (3.15)$$

Dónde:

\$\theta_p\$ Drift plástico

CAPITULO IV

4 Análisis y Diseño: Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos

Para lograr el objetivo de este trabajo se ha impuesto a la estructura un *drift* límite ($\theta_{n,Límite}$) igual a 0.0195 para la dirección "X" y de 0.0162 para la dirección "Y", con el fin de conseguir desplazamientos laterales de diseño comparables con los obtenidos de la práctica actual chilena, mostrados anteriormente en la tabla 2.6.

A continuación en la figura 4.1 se muestra la planta de estructuras indicando la numeración de los muros, considerando solo 7 muros debido a la simetría de la planta, lo que será útil para simplificar el proceso de diseño y análisis.

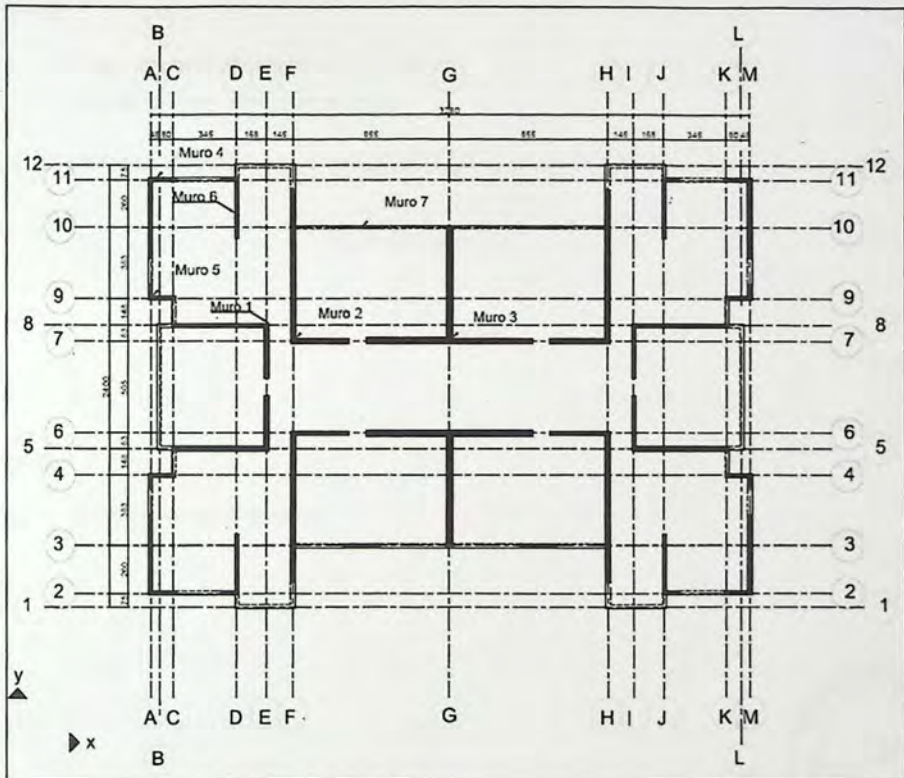


Figura 4.1: Planta de estructuras- Numeración de los muros estructurales

4.1 Desplazamiento Crítico en el Techo

En este método el primer paso es calcular el desplazamiento límite en el techo para cada muro del sistema estructural, de acuerdo a la ecuación 4.1, y con esto determinar que muro es el que controla la respuesta estructural del sistema, en cada dirección de análisis.

$$\Delta_n = \Delta_{yn} + \Delta_{pn} \quad (4.1)$$

Con:

$$\Delta_{yn} = \frac{\varphi_y H_n^2}{3} \quad (4.2)$$

$$\Delta_{pn} = \theta_{pn} H_n \quad (4.3)$$

Dónde:

Δ_{yn} Desplazamiento de fluencia en el techo

Δ_{pn} Desplazamiento plástico en el techo

El *drift* plástico en el techo debe ser calculado según la ecuación 4.4.

$$\theta_{pn} = \theta_{n,\text{límite}} - \theta_{yn} \quad (4.4)$$

Con:

$$\theta_{yn} = \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} \quad (4.5)$$

Dónde:

θ_{yn} *Drift* de fluencia en el techo



En las siguientes tablas 4.1 y 4.2 se muestran los *drift* y desplazamientos de techo de los muros señalados en la figura 4.1 en las direcciones "X e Y" respectivamente.

Tabla 4.1: *Drift* y desplazamientos de techo dirección X.

Col.1	Col.2	Col.3	Col.4	Col.5	Col.6	Col.7	Col.8	Col.9	Col.10	Col.11
Muro	Dirección	l_w (m)	ϕ_v [1/m]	Δ_{yn} [m]	θ_{yn} [rad]	$\theta_{n, límite}$ [m]	Respuesta	θ_p [rad]	Δ_{pn} [m]	Δ_n [m]
1	$X^{(+)}$	5.95	0.0005	0.296	0.0141	0.0195	Dúctil	0.0054	0.23	0.523
	$X^{(-)}$	5.95	0.0007	0.395	0.0141	0.0195	Dúctil	0.0054	0.23	0.621
2	$X^{(+)}$	3.2	0.0013	0.735	0.0263	0.0195	Elástica	N/A	0.00	0.735
	$X^{(-)}$	3.2	0.0009	0.551	0.0263	0.0195	Elástica	N/A	0.00	0.551
3	$X^{(+)}$	9.05	0.0004	0.260	0.0093	0.0195	Dúctil	0.0102	0.43	0.689
	$X^{(-)}$	9.05	0.0004	0.260	0.0093	0.0195	Dúctil	0.0102	0.43	0.689
4	$X^{(+)}$	1.55	0.0026	1.517	0.0542	0.0195	Elástica	N/A	0.00	1.517
	$X^{(-)}$	1.55	0.0019	1.138	0.0542	0.0162	Elástica	N/A	0.00	1.138
5	$X^{(+)}$	1.5	0.0027	1.568	0.0560	0.0195	Elástica	N/A	0.00	1.568
	$X^{(-)}$	1.5	0.0020	1.176	0.0560	0.0195	Elástica	N/A	0.00	1.176
6	$X^{(+)}$	1	0.0030	1.764	0.0840	0.0195	Elástica	N/A	0.00	1.764
	$X^{(-)}$	1	0.0040	2.352	0.0840	0.0195	Elástica	N/A	0.00	2.352
7	$X^{(+)}$	2	0.0020	1.176	0.0420	0.0195	Elástica	N/A	0.00	1.176
	$X^{(-)}$	2	0.0020	1.176	0.0420	0.0195	Elástica	N/A	0.00	1.176

Los resultados para la dirección "X" mostrados en la tabla 4.1 muestran que en esta dirección de análisis los muros 2, 4, 5, 6 y 7 responden elásticamente para el *drift* límite impuesto, notando que los *drift* de fluencia en el techo del muro (columna 6) calculados de acuerdo a la ecuación 4.5, son mayores al *drift* límite (columna 7). Por lo tanto estos muros no requieren de rotación plástica (columna 9).

Los muros restantes, es decir los muros 1 y 3, responden inelásticamente para el *drift* límite dado, por lo que requieren capacidad de rotación plástica en la base. De acuerdo a esto, el *drift* plástico en el techo de estos muros es calculado según la ecuación 4.4 y mostrado en la columna 9 de la tabla 4.1.

Analizados estos resultados y calculados los desplazamientos de fluencia (columna 5) y los plásticos (columna 10) para cada muro, se concluye que el muro 1 es el que controla la respuesta estructural en la dirección "X", para el *drift* límite dado de 0.0195.

Tabla 4.2: *Drift* y desplazamientos de techo dirección Y.

Col.1 Muro	Col.2 Dirección	Col.3 l_w (m)	Col.4 ϕ_y [1/m]	Col.5 Δ_{y0} [m]	Col.6 θ_{y0} [rad]	Col.7 $\theta_{n,limite}$ [m]	Col.8 Respuesta	Col.9 θ_p [rad]	Col.10 Δ_{pm} [m]	Col.11 Δ_n [m]
1	$Y^{(+)}$	2.97	0.0010	0.594	0.0283	0.0162	Elástica	N/A	0.00	0.594
	$Y^{(-)}$	2.97	0.0013	0.792	0.0283	0.0162	Elástica	N/A	0.00	0.792
2	$Y^{(+)}$	8.25	0.0005	0.285	0.0102	0.0162	Dúctil	0.01	0.25	0.538
	$Y^{(-)}$	8.25	0.0004	0.214	0.0102	0.0162	Dúctil	0.01	0.25	0.467
3	$Y^{(+)}$	6.35	0.0006	0.370	0.0132	0.0162	Dúctil	0.00	0.12	0.495
	$Y^{(-)}$	6.35	0.0005	0.278	0.0132	0.0162	Dúctil	0.00	0.12	0.403
4	$Y^{(+)}$	4.4	0.0007	0.401	0.0191	0.0162	Elástica	N/A	0.00	0.401
	$Y^{(-)}$	4.4	0.0009	0.535	0.0191	0.0162	Elástica	N/A	0.00	0.535
5	$Y^{(+)}$	0.85	0.0047	2.767	0.0988	0.0162	Elástica	N/A	0.00	2.767
	$Y^{(-)}$	0.85	0.0035	2.075	0.0988	0.0162	Elástica	N/A	0.00	2.075
6	$Y^{(+)}$	3.29	0.0009	0.536	0.0255	0.0162	Elástica	N/A	0.00	0.536
	$Y^{(-)}$	3.29	0.0012	0.715	0.0255	0.0162	Elástica	N/A	0.00	0.715

Para la dirección de análisis "Y" los resultados muestran los muros 1, 4, 5 y 6 responden elásticamente para el *drift* límite impuesto, notando que los *drift* de fluencia en el techo del muro (columna 6), calculados de acuerdo a la ecuación 4.5, son mayores al *drift* límite (columna 7). Por lo tanto estos muros no requieren de capacidad de rotación plástica (columna 9).

Los muros restantes, es decir los muros 2 y 3, responden de manera dúctil para el *drift* límite dado, por lo que estos requieren capacidad de rotación plástica en la base, de acuerdo a esto el *drift* plástico en el techo de estos muros es calculado según la ecuación 4.4 y mostrado en la columna 9 de la tabla 4.2.

Analizados estos resultados y calculado los desplazamientos de fluencia (columna 5) y los plásticos (columna 10) para cada muro, se concluye que el muro 3 es el que controla la respuesta estructural en la dirección "Y", para el *drift* límite dado de 0.0162.

En esta dirección de análisis se ha omitido el aporte de resistencia sísmica del muro 7, por lo que no fue considerado en los cálculos, debido a que su longitud de pared en esta dirección es despreciable en comparación con el resto de los muros.

4.2 Perfil de Desplazamientos

Con el fin de realizar el cálculo del desplazamiento de diseño de la estructura sustituta, es necesario conocer el perfil de desplazamiento para las dos direcciones de análisis consideradas, definido por la ecuación 3.13 y compuesto por los perfiles de desplazamiento de fluencia y plástico según las ecuación 3.14 y 3.15 respectivamente.

Las siguientes tablas 4.3 y 4.4, muestran el perfil de desplazamiento en las direcciones "X e Y", respectivamente, además de otros resultados necesarios para el procedimiento de diseño.

Para la dirección "X" el perfil de desplazamientos corresponde al obtenido del muro 1, mientras que para la dirección "Y" el perfil de desplazamientos corresponde al muro 3, ya que como se mencionó en la sección 4.1 estos son los muros que controlan la respuesta estructural en su respectiva dirección de análisis.

Tabla 4.3: Perfil de desplazamiento, dirección X.

Piso	H_i [m]	Δ_{vi} [m]	Δ_{pi} [m]	Δ_{di} [m]	M_i [Tonf]	$m\Delta_{di}$	$m\Delta_{di}^2$	$m\Delta_{di}H_i$
15	42	0.296	0.226	0.523	547.4	286.0	149.5	12012.7
14	39.2	0.267	0.211	0.478	690.8	330.1	157.7	12940.7
13	36.4	0.238	0.196	0.433	690.8	299.4	129.8	10899.6
12	33.6	0.209	0.181	0.390	690.8	269.1	104.8	9042.6
11	30.8	0.181	0.166	0.346	690.8	239.4	82.9	7372.1
10	28	0.154	0.151	0.304	690.8	210.3	64.0	5888.7
9	25.2	0.128	0.136	0.264	690.8	182.2	48.0	4591.0
8	22.4	0.104	0.121	0.225	690.8	155.1	34.8	3475.2
7	19.6	0.082	0.105	0.187	690.8	129.4	24.2	2535.8
6	16.8	0.062	0.090	0.152	690.8	105.1	16.0	1765.2
5	14	0.044	0.075	0.119	690.8	82.4	9.8	1153.6
4	11.2	0.029	0.060	0.089	690.8	61.5	5.5	689.4
3	8.4	0.017	0.045	0.062	690.8	42.7	2.6	358.7
2	5.6	0.008	0.030	0.038	690.8	26.0	1.0	145.8
1	2.8	0.002	0.015	0.017	690.8	11.7	0.2	32.9
0	0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0
Suma				3.627		2430.6	831.0	72903.9

Tabla 4.4: Perfil de desplazamiento, dirección Y.

Piso	H_i [m]	Δ_{vi} [m]	Δ_{pi} [m]	Δ_{di} [m]	m_i [Tonf]	$m_i \Delta_{di}$	$m_i \Delta_{di}^2$	$m_i \Delta_{di} H_i$
15	42	0.278	0.125	0.403	547.4	220.4	88.7	9255.7
14	39.2	0.250	0.116	0.367	690.8	253.2	92.8	9926.3
13	36.4	0.223	0.108	0.331	690.8	228.5	75.6	8316.8
12	33.6	0.196	0.100	0.295	690.8	204.1	60.3	6857.2
11	30.8	0.169	0.092	0.261	690.8	180.2	47.0	5550.0
10	28	0.144	0.083	0.227	690.8	157.0	35.7	4395.8
9	25.2	0.120	0.075	0.195	690.8	134.6	26.2	3392.9
8	22.4	0.097	0.067	0.164	690.8	113.3	18.6	2538.2
7	19.6	0.077	0.058	0.135	690.8	93.2	12.6	1826.3
6	16.8	0.058	0.050	0.108	690.8	74.4	8.0	1250.0
5	14	0.041	0.042	0.083	690.8	57.2	4.7	800.4
4	11.2	0.027	0.033	0.060	690.8	41.6	2.5	466.4
3	8.4	0.016	0.025	0.041	690.8	28.0	1.1	235.1
2	5.6	0.007	0.017	0.024	690.8	16.4	0.4	91.8
1	2.8	0.002	0.008	0.010	690.8	7.0	0.1	19.6
0	0	0.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0
Suma				2.702		1809.1	474.3	54922.5

Los perfiles de desplazamientos también son mostrados en la siguiente figura.

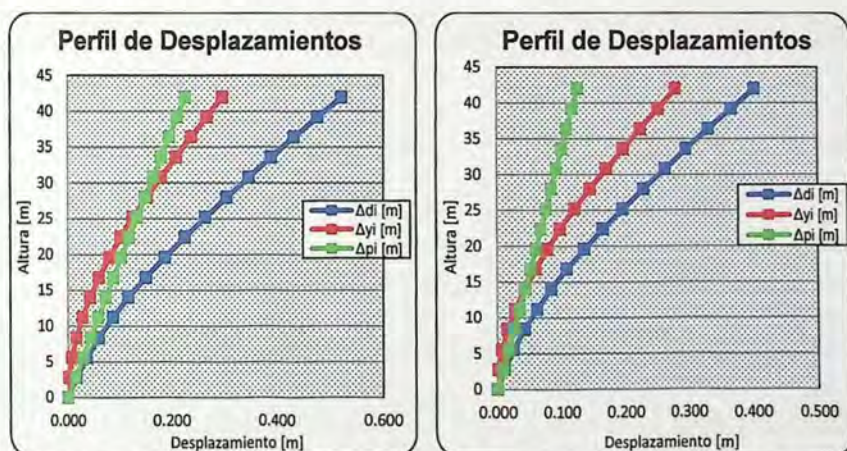


Figura 4.2: Perfiles de desplazamientos de la estructura, en las direcciones X (Izquierda) e Y (Derecha).

4.3 Desplazamiento de Diseño y Altura efectiva

El desplazamiento de diseño de la estructura sustituta para cada dirección de análisis fue calculado a partir de la ecuación 3.1 y utilizando los resultados mostrados en las tablas 4.3 para la dirección "X" y los resultados de la tabla 4.4 para la dirección "Y".

Además se utilizan los resultados de las tablas antes mencionadas para calcular la masa equivalente y la altura efectiva de la estructura sustituta en ambas direcciones de análisis, según las ecuaciones 3.2 y 3.3 respectivamente.

Tabla 4.5: Desplazamientos de diseño y alturas efectivas.

Dirección	Δ_d [m]	H_e [m]	m_e [Ton]
X	0.342	30.10	7109.0
Y	0.262	30.45	6899.9

4.4 Desplazamientos de Fluencia y Ductilidad de Desplazamiento

En esta etapa del proceso de diseño es necesario conocer los desplazamientos de fluencia en la altura efectiva, para cada muro del sistema estructural, tal como indica la ecuación 3.4, estimando la curvatura de fluencia de cada muro según la ecuación 3.5 ó 3.6, dependiendo cual sea el caso.

Luego de obtenido los desplazamientos de fluencia en la altura efectiva, para cada muro, se puede conocer su demanda de ductilidad como indica la ecuación 3.7.

El resumen de los cálculos de los desplazamientos de fluencia y ductilidad, para cada muro, en las direcciones "X e Y" con su respectivo sentido se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 4.6: Desplazamientos de fluencia y ductilidad de los muros en X.

Muro	Dirección	L_w [m]	ϕ_y [1/m]	Δ_y [m]	Δ_d [m]	μ_Δ
1	$X^{(+)}$	5.95	0.0005	0.174	0.342	1.967
	$X^{(-)}$	5.95	0.0007	0.232	0.342	1.475
2	$X^{(+)}$	3.20	0.0013	0.431	0.342	1.000
	$X^{(-)}$	3.20	0.0009	0.323	0.342	1.058
3	$X^{(+)}$	9.05	0.0004	0.152	0.342	2.244
	$X^{(-)}$	9.05	0.0004	0.152	0.342	2.244
4	$X^{(+)}$	1.55	0.0026	0.890	0.342	1.000
	$X^{(-)}$	1.55	0.0019	0.667	0.342	1.000
5	$X^{(+)}$	1.50	0.0027	0.919	0.342	1.000
	$X^{(-)}$	1.50	0.0020	0.689	0.342	1.000
6	$X^{(+)}$	1.00	0.0030	1.034	0.342	1.000
	$X^{(-)}$	1.00	0.0040	1.379	0.342	1.000
7	$X^{(+)}$	2.00	0.0020	0.689	0.342	1.000
	$X^{(-)}$	2.00	0.0020	0.689	0.342	1.000

Tabla 4.7: Desplazamientos de fluencia y ductilidad de los muros en Y.

Muro	Dirección	L_w [m]	φ_y [1/m]	Δ_y [m]	Δ_d [m]	μ_d
1	$Y^{(+)}$	2.97	0.0010	0.355	0.262	1.000
	$Y^{(-)}$	2.97	0.0013	0.473	0.262	1.000
2	$Y^{(+)}$	8.25	0.0005	0.170	0.262	1.538
	$Y^{(-)}$	8.25	0.0004	0.128	0.262	2.051
3	$Y^{(+)}$	6.35	0.0006	0.221	0.262	1.184
	$Y^{(-)}$	6.35	0.0005	0.166	0.262	1.579
4	$Y^{(+)}$	4.4	0.0007	0.240	0.262	1.094
	$Y^{(-)}$	4.4	0.0009	0.320	0.262	1.000
5	$Y^{(+)}$	0.85	0.0047	1.654	0.262	1.000
	$Y^{(-)}$	0.85	0.0035	1.241	0.262	1.000
6	$Y^{(+)}$	3.29	0.0009	0.321	0.262	1.000
	$Y^{(-)}$	3.29	0.0012	0.427	0.262	1.000

4.5 Demanda de Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Con la ductilidad de desplazamiento de cada muro conocida, el siguiente paso es obtener la razón de amortiguamiento para cada elemento estructural de acuerdo a la ecuación 3.8.

Tabla 4.8: Razón de amortiguamiento de cada muro.

Muro	$\xi_{i,x}$	$\xi_{i,y}$
1	0.119	0.050
	0.096	0.050
2	0.050	0.099
	0.058	0.122
3	0.128	0.072
	0.128	0.102
4	0.050	0.062
	0.050	0.050
5	0.050	0.050
	0.050	0.050
6	0.050	0.050
	0.050	0.050
7	0.050	-
	0.050	-

Y con el amortiguamiento de cada muro calculado, se obtiene el amortiguamiento viscoso equivalente (Ecuación 3.9) de la estructura sustituta para cada dirección de análisis.

Tabla 4.9: Amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta.

Dirección	ξ_e
X	0.105
Y	0.089

4.6 Periodo Efectivo

Para la obtención del periodo efectivo se utilizó el espectro de desplazamientos proveniente del D.S. N°61 (V. y U.) del 2011, el que considera una razón de amortiguamiento del 5%, y se generó para zona sísmica 3 y tipo de suelo D, tal cual como se hizo para diseño sísmico basado en la práctica actual chilena.

El espectro de desplazamientos mencionado en el párrafo anterior fue reducido por un factor de reducción basado en el amortiguamiento viscoso equivalente obtenido para la estructura en cada dirección de análisis, con el objetivo de obtener un espectro de desplazamientos representativo del sistema estructural consistente con su nivel de amortiguamiento.

El factor de reducción utilizado es proveniente del Eurocódigo 8 de 1998 y corresponde a la siguiente expresión 4.6. Obteniendo los factores de reducción de la tabla 4.10.

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.10}{0.05 + \xi_e} \right)^{0.5} \quad (4.6)$$

Tabla 4.10: Factores de reducción.

Dirección	R_e
X	0.80
Y	0.85

Luego con los espectros de desplazamientos reducidos para cada dirección de análisis, se puede entrar a estos directamente con los desplazamientos de diseño mostrados en la tabla 4.5 y calculados con la ecuación 3.1 y así obtener el periodo efectivo de la estructura sustituta en ambas direcciones de análisis. Los periodos efectivos obtenidos son los mostrados en la tabla 4.11.

El espectro de desplazamiento del D.S. N°61 (V. y U.) del 2011 y los espectros reducidos para las direcciones "X e Y" son graficados en la figura 4.3, y además también se indican los desplazamientos de diseño con sus respectivos periodos efectivos

Tabla 4.11: Periodos efectivos.

Dirección	T_e [s]
X	1.55
Y	1.21

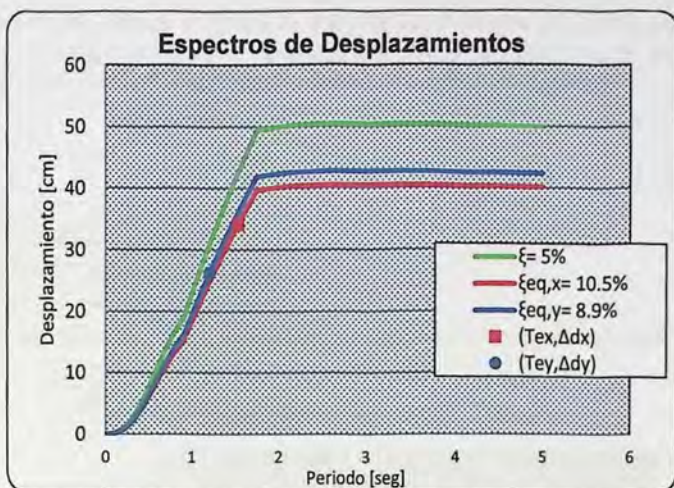


Figura 4.3: Espectros de desplazamiento.

4.7 Rigidez Equivalente

La rigidez equivalente de la estructura sustituta es encontrada a partir de la ecuación para el periodo de un péndulo invertido con un solo grado de libertad, tal como se expresa en la ecuación 3.10.

Tabla 4.12: Rigidez equivalente.

Dirección	K_e [Tonf/m]
X	11975.8
Y	18850.3

4.8 Corte Basal

El corte basal de la estructura es calculado multiplicando la rigidez equivalente por el desplazamiento de diseño como fue expuesto en la ecuación 3.11.

Tabla 4.13: Corte basal.

Dirección	V_b [Tonf]
X	4094.5
Y	4942.3

4.9 Distribución del Corte Basal Entre los Diferentes Muros del Sistema Estructural

Una de las deficiencias del diseño basado en las fuerzas es asumir que los muros de longitud de pared corta pueden ser diseñados para fluir en el mismo desplazamiento que un muro de longitud de pared mayor y por lo tanto distribuir el corte basal entre los muros en proporción a la longitud de pared al cubo, esto hace concentrar la resistencia innecesariamente en los elementos más rígidos, subutilizando los muros más flexibles. Una decisión más racional es diseñar los muros para las

mismas relaciones de refuerzo en flexión, lo que resulta distribuyendo el corte basal en los muros en proporción la longitud de pared al cuadrado (Priestley et ál., 2007). Así la ecuación 4.7 fue utilizada para distribuir el corte basal entre los diferentes muros estructurales.

$$V_i = \frac{V_b L_w^2}{\sum_{i=1}^n L_{wi}^2} \quad (4.7)$$

Dónde:

V_i Corte basal de muro i-ésimo

L_{wi} Longitud de pared del muro i-ésimo

La tabla 4.14 muestra la distribución de los cortes basales entre los muros que aportan resistencia en las dos direcciones de análisis.

Tabla 4.14: Distribución del corte basal entre los diferentes muros.

Muro	Dirección X		Dirección Y	
	L_w [m]	V_b [Tonf]	L_w [m]	V_b [Tonf]
1	5.95	376.5	2.970	85.2
2	3.20	108.9	8.250	657.3
3	9.05	871.1	6.350	389.4
4	1.55	25.6	4.400	187.0
5	1.50	23.9	0.850	7.0
6	1.00	10.6	3.290	104.5
7	2.00	42.5	-	-

4.10 Diseño de Elementos Estructurales

En la presente sección se hará referencia al diseño de los muros estructurales considerados como más importantes para resistir la acción sísmica, estos son los muros 1, 2 y 3 indicados en la figura 4.1, ya que como se mostró en las tablas 4.1 y 4.2, se espera que estos muros respondan de manera dúctil frente a la demanda de desplazamiento impuesta.

Los muros fueron diseñados según los conceptos del diseño por capacidad para resistir esfuerzos de corte y flexo-compresión.

4.10.1 Distribución del Corte Basal en los Niveles de Piso

En las tablas 4.15, 4.16 y 4.17 se muestra la distribución de fuerzas en los niveles de piso para la dirección "X", de acuerdo a la ecuación 3.12, para los muros 1, 2 y 3 respectivamente. Y en las tablas 4.18, 4.19 y 4.20 se muestra la distribución de fuerzas en los niveles de piso para los muros 1, 2 y 3 en la dirección "Y". Además en todas las tablas se incluyen las fuerzas de corte y momento para cada nivel de piso.

A continuación se muestran las tablas con la distribución de fuerzas en la dirección "X".

Tabla 4.15: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 1 en la dirección X

Piso i	H _i [m]	Δ _i [m]	m _i [Tonf]	mΔ _i	F _i [Tonf]	V _i [Tonf]	M _i [Tonf-m]
15	42	0.523	547.4	286.0	44.3	44.3	0.0
14	39.2	0.478	690.8	330.1	51.1	95.4	124.1
13	36.4	0.433	690.8	299.4	46.4	141.8	391.3
12	33.6	0.390	690.8	269.1	41.7	183.5	788.4
11	30.8	0.346	690.8	239.4	37.1	220.6	1302.3
10	28	0.304	690.8	210.3	32.6	253.2	1920.0
9	25.2	0.264	690.8	182.2	28.2	281.4	2628.9
8	22.4	0.225	690.8	155.1	24.0	305.4	3416.8
7	19.6	0.187	690.8	129.4	20.0	325.5	4272.1
6	16.8	0.152	690.8	105.1	16.3	341.8	5183.4
5	14	0.119	690.8	82.4	12.8	354.5	6140.3
4	11.2	0.089	690.8	61.5	9.5	364.1	7133.0
3	8.4	0.062	690.8	42.7	6.6	370.7	8152.3
2	5.6	0.038	690.8	26.0	4.0	374.7	9190.2
1	2.8	0.017	690.8	11.7	1.8	376.5	10239.4
0	0	0.000	0.0	0.0	0.0	376.5	11293.6
suma		3.627	10219.1	2430.6	376.5		

Tabla 4.16: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 2 en la dirección X

Piso i	H _i [m]	Δ _i [m]	m _i [Tonf]	mΔ _i	F _i [Tonf]	V _i [Tonf]	M _i [Tonf-m]
15	42.0	0.735	547.4	402.3	14.6	14.6	0.0
14	39.2	0.662	690.8	457.1	16.5	31.1	40.8
13	36.4	0.589	690.8	406.8	14.7	45.8	127.9
12	33.6	0.517	690.8	357.5	12.9	58.8	256.2
11	30.8	0.448	690.8	309.5	11.2	70.0	420.8
10	28.0	0.381	690.8	263.3	9.5	79.5	616.7
9	25.2	0.318	690.8	219.4	7.9	87.4	839.3
8	22.4	0.258	690.8	178.1	6.4	93.9	1084.1
7	19.6	0.203	690.8	140.1	5.1	99.0	1347.0
6	16.8	0.153	690.8	105.6	3.8	102.8	1624.1
5	14.0	0.109	690.8	75.2	2.7	105.5	1911.9
4	11.2	0.071	690.8	49.3	1.8	107.3	2207.3
3	8.4	0.041	690.8	28.4	1.0	108.3	2507.7
2	5.6	0.019	690.8	12.9	0.5	108.8	2811.0
1	2.8	0.005	690.8	3.3	0.1	108.9	3115.6
0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0	108.9	3420.5
suma		4.508	10219.1	3008.8	108.9		

Tabla 4.17: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 3 en la dirección X

Piso i	H _i [m]	Δ _i [m]	m _i [Tonf]	m _i Δ _i	F _i [Tonf]	V _i [Tonf]	M _i [Tonf-m]
15	42.0	0.689	547.4	377.2	97.4	97.4	0.0
14	39.2	0.634	690.8	438.3	113.2	210.5	272.6
13	36.4	0.580	690.8	400.8	103.5	314.0	862.1
12	33.6	0.526	690.8	363.6	93.9	407.9	1741.3
11	30.8	0.473	690.8	326.8	84.4	492.2	2883.3
10	28.0	0.421	690.8	290.8	75.1	567.3	4261.6
9	25.2	0.370	690.8	255.5	65.9	633.2	5850.0
8	22.4	0.320	690.8	221.1	57.1	690.3	7623.1
7	19.6	0.272	690.8	187.9	48.5	738.8	9556.0
6	16.8	0.226	690.8	155.9	40.3	779.1	11624.7
5	14.0	0.182	690.8	125.4	32.4	811.5	13806.2
4	11.2	0.140	690.8	96.5	24.9	836.4	16078.3
3	8.4	0.100	690.8	69.4	17.9	854.3	18420.1
2	5.6	0.064	690.8	44.1	11.4	865.7	20812.1
1	2.8	0.030	690.8	20.9	5.4	871.1	23236.0
0	0	0.000	0.0	0.0	0.0	871.1	25675.0
suma		5.027	10219.1	3374.2	871.1		

A continuación se muestran las tablas con la distribución de fuerzas en la dirección "Y".

Tabla 4.18: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 1 en la dirección Y

Piso i	H _i [m]	Δ _i [m]	m _i [Tonf]	m _i Δ _i	F _i [Tonf]	V _i [Tonf]	M _i [Tonf-m]
15	42	0.594	547.4	325.1	11.4	11.4	0.0
14	39.2	0.535	690.8	369.3	12.9	24.3	31.9
13	36.4	0.476	690.8	328.7	11.5	35.8	100.0
12	33.6	0.418	690.8	288.9	10.1	46.0	200.4
11	30.8	0.362	690.8	250.1	8.8	54.7	329.1
10	28	0.308	690.8	212.8	7.5	62.2	482.3
9	25.2	0.257	690.8	177.3	6.2	68.4	656.4
8	22.4	0.208	690.8	143.9	5.0	73.4	847.9
7	19.6	0.164	690.8	113.2	4.0	77.4	1053.5
6	16.8	0.124	690.8	85.3	3.0	80.4	1270.3
5	14	0.088	690.8	60.8	2.1	82.5	1495.3
4	11.2	0.058	690.8	39.9	1.4	83.9	1726.4
3	8.4	0.033	690.8	23.0	0.8	84.7	1961.4
2	5.6	0.015	690.8	10.5	0.4	85.1	2198.6
1	2.8	0.004	690.8	2.7	0.1	85.2	2436.8
0	0	0.000	0.0	0.0	0.0	85.2	2675.3
suma		3.643	10219.1	2431.4	85.2		

Tabla 4.19: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 2 en la dirección Y

Piso i	H _i [m]	Δ _i [m]	m _i [Tonf]	mΔ _i	F _i [Tonf]	V _i [Tonf]	M _i [Tonf-m]
15	42	0.538	547.4	294.4	76.6	76.6	0.0
14	39.2	0.493	690.8	340.3	88.5	165.0	214.3
13	36.4	0.447	690.8	309.1	80.4	245.4	676.4
12	33.6	0.403	690.8	278.3	72.4	317.8	1363.5
11	30.8	0.359	690.8	248.1	64.5	382.3	2253.3
10	28	0.316	690.8	218.5	56.8	439.1	3323.7
9	25.2	0.275	690.8	189.9	49.4	488.5	4553.2
8	22.4	0.235	690.8	162.2	42.2	530.7	5921.0
7	19.6	0.197	690.8	135.8	35.3	566.0	7406.8
6	16.8	0.160	690.8	110.8	28.8	594.8	8991.5
5	14	0.126	690.8	87.4	22.7	617.5	10656.9
4	11.2	0.095	690.8	65.7	17.1	634.6	12385.9
3	8.4	0.067	690.8	46.0	11.9	646.5	14162.8
2	5.6	0.041	690.8	28.3	7.4	653.9	15973.1
1	2.8	0.019	690.8	12.9	3.4	657.3	17804.0
0	0	0.000	0.0	0.0	0.0	657.3	19644.3
suma		3.771	10219.1	2527.7	657.3		

Tabla 4.20: Distribución de fuerzas en los niveles de piso para el muro 3 en la dirección Y

Piso i	H _i [m]	Δ _i [m]	m _i [Tonf]	mΔ _i	F _i [Tonf]	V _i [Tonf]	M _i [Tonf-m]
15	42	0.495	547.4	271.1	48.2	48.2	0.0
14	39.2	0.450	690.8	310.8	55.3	103.5	135.1
13	36.4	0.405	690.8	279.7	49.8	153.3	425.0
12	33.6	0.361	690.8	249.1	44.3	197.7	854.3
11	30.8	0.317	690.8	219.2	39.0	236.7	1407.7
10	28	0.275	690.8	190.2	33.8	270.5	2070.3
9	25.2	0.235	690.8	162.3	28.9	299.4	2827.7
8	22.4	0.197	690.8	135.8	24.2	323.5	3666.0
7	19.6	0.160	690.8	110.8	19.7	343.3	4571.9
6	16.8	0.127	690.8	87.7	15.6	358.9	5533.0
5	14	0.096	690.8	66.6	11.9	370.7	6537.8
4	11.2	0.069	690.8	47.9	8.5	379.2	7575.8
3	8.4	0.046	690.8	31.6	5.6	384.9	8637.7
2	5.6	0.026	690.8	18.0	3.2	388.1	9715.2
1	2.8	0.011	690.8	7.4	1.3	389.4	10801.8
0	0	0.000	0.0	0.0	0.0	389.4	11892.1
suma		3.270	10219.1	2188.1	389.4		

4.10.2 Diseño a Corte

La resistencia última demandada al corte de los muros de hormigón armado fue obtenida utilizando el método de diseño por capacidad con el objetivo que la estructura presente un comportamiento dúctil al verse enfrentada a demandas de desplazamiento que provienen de modos superiores de vibrar. La ecuación para el corte último demandado por capacidad es la siguiente.

$$V_{u,cap} = \omega \Omega_0 V_u \quad (4.8)$$

Con:

$$\omega = 0.9 + \frac{n}{10} \quad \text{si } n < 6 \quad (4.9)$$

$$\omega = 1.3 + \frac{n}{30} \quad \text{si } 6 < n \leq 15 \quad (4.10)$$

Dónde:

- $V_{u,cap}$ Resistencia última demanda al corte proveniente del método de diseño por capacidad
- ω Factor de amplificación dinámica
- Ω_0 Factor de sobre resistencia a flexión
- V_u Resistencia última demandada al corte proveniente del método DDBD
- n Número de pisos

El factor de sobre resistencia está definido por el cociente entre el momento nominal y el momento último obtenido a partir de método de diseño directo basado en los desplazamientos, en este trabajo como los muros fueron diseñados para que el momento último sea igual al momento nominal se utilizó como factor de sobre resistencia, Ω_0 , igual a 1.25 con el objetivo de considerar la sobre resistencia del acero de refuerzo.

4.10.2.1 Condición de diseño

La condición de diseño al corte está dada por la ecuación 4.11.

$$V_{u,cap} \leq \phi V_n \quad (4.11)$$

Dónde:

- V_n Resistencia nominal a corte según el código ACI-318-08, definido por la ecuación 2.10
- ϕ Factor de reducción, para efectos de este trabajo considerado igual 1

4.10.2.2 Verificación de la resistencia al corte

Para poder cumplir con la condición de diseño a corte se debieron aumentar algunos espesores de muro, ya que para los muros con los espesores de la figura 1.2 la resistencia última demanda al corte ($V_{u,cap}$), y por lo tanto resistencia requerida al corte, excedió la resistencia nominal límite ($V_{n,Limite}$), obtenida según a la ecuación 2.10, dada por código ACI-318-08 con el objetivo de evitar la falla por compresión diagonal, estos nuevos espesores se muestran en la siguiente figura.

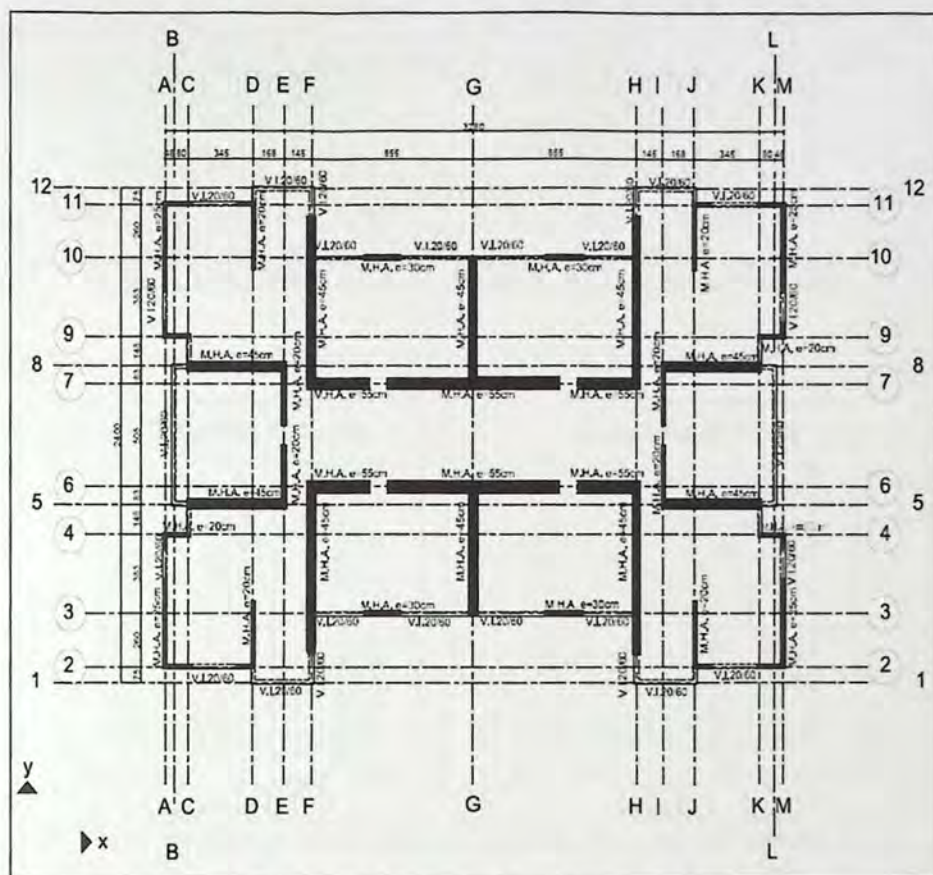


Figura 4.4: Planta de estructuras con nuevos espesores de muro.

Los siguientes gráficos muestran los diagramas de corte de los muros e indican que la resistencia nominal al corte de los muros estructurales cumplen con la limitación impuesta por el código ACI-318-08, en ambas direcciones de análisis.

En los diagramas de corte se grafican la resistencia última demandada al corte $V_{u,cap}$ proveniente del diseño por capacidad, la resistencia última demandada a corte V_u obtenida desde el método de diseño directo basado en los desplazamientos, y la resistencia nominal límite $V_{n,Limite}$, obtenida según a la ecuación 2.10.

Las figura 4.5 muestra los diagramas de corte para el muro 1, en la direcciones "X e Y".

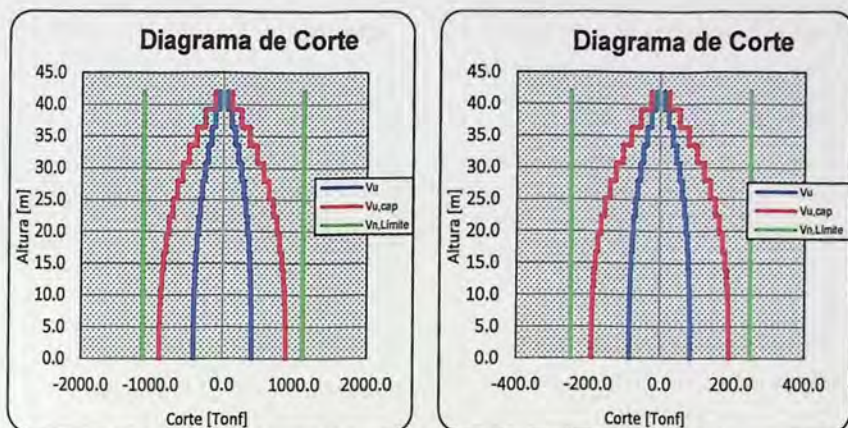


Figura 4.5: Diagramas de corte muro 1, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)

Las figura 4.6 muestra los diagramas de corte para el muro 2, en la direcciones "X e Y".

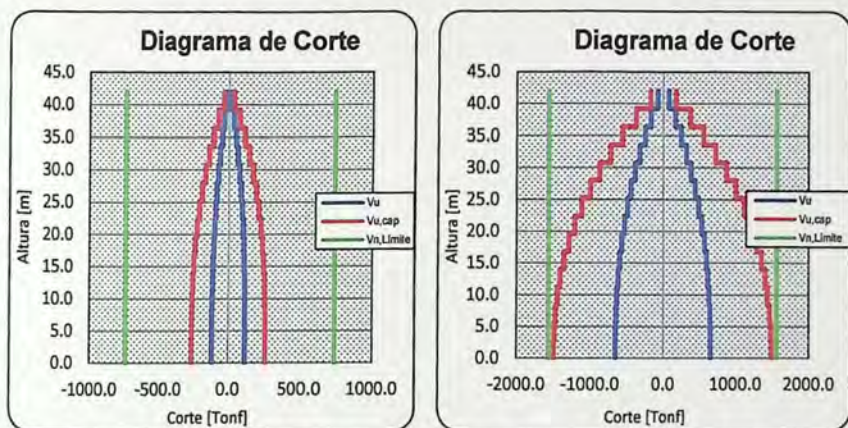


Figura 4.6: Diagramas de corte muro 2, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)

Las figuras 4.7 muestra los diagramas de corte para el muro 3, en la direcciones "X e Y".

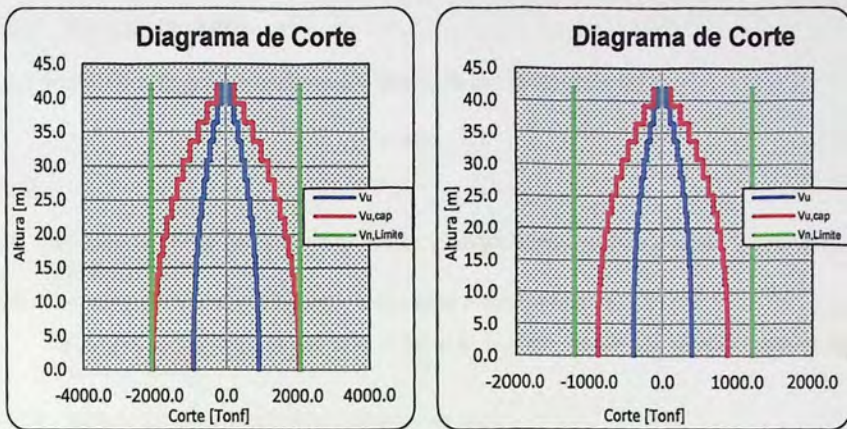


Figura 4.7: Diagramas de corte muro 3, dirección X (Izquierda) y dirección Y (Derecha)

4.10.3 Diseño a Flexo-Compresión

4.10.3.1 Condición de diseño

La condición de diseño a flexo-compresión está dada por la ecuación 4.12.

$$(M_u, P_u) \leq \phi(M_n, P_n) \quad (4.12)$$

Dónde:

M_u, P_u Resistencia última demanda a la flexión y carga axial, respectivamente, provenientes del método DDBD

M_n, P_n Resistencia nominal a la flexión y carga axial respectivamente

ϕ Factor de reducción, considerado 1 para el método de diseño directo basado en los desplazamientos.

4.10.3.2 Verificación de la resistencia a flexo-compresión

Para determinar la resistencia nominal a carga axial y flexión de los muros de hormigón armado, se utilizaron diagramas de interacción.

La verificación de la resistencia a flexo-compresión de los muros se hará para la sección crítica, es decir, base de estos, ya que es allí donde se produce la mayor demanda de esfuerzo axial y momento al verse sometidos a la acción sísmica.

La sollicitación en la base del muro de carga axial es considerada como el total de la carga muerta (peso propio) más el 25% de la sobrecarga que afecta el muro y la sollicitación de flexión es la obtenida mediante el método de diseño directo basado en los desplazamientos.

La siguiente figura muestra la sección transversal y distribución de armadura del muro 1.

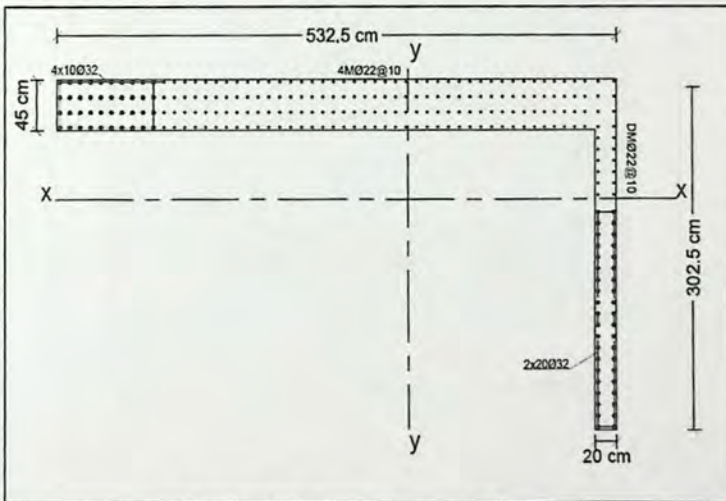


Figura 4.8: Sección transversal, Muro 1.

A continuación en las figuras 4.9 y 4.10 se muestran los diagramas de interacción para la sección crítica del muro 1 en las direcciones de análisis X e Y respectivamente, y además la figura en el recuadro blanco indica en negro la zona del muro que se encuentra en de la compresión.

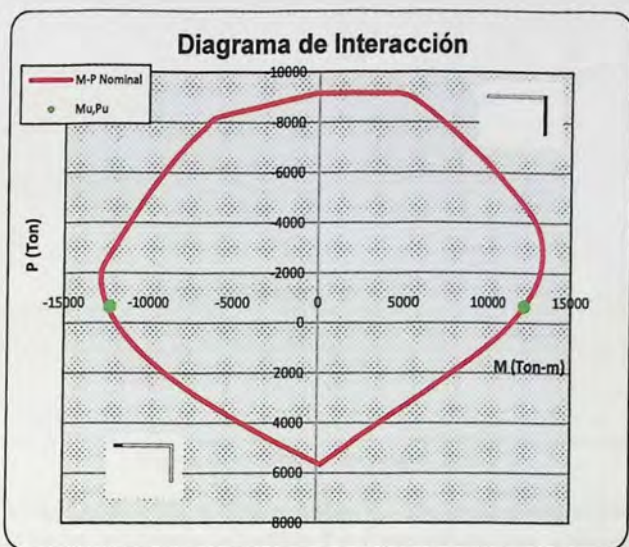


Figura 4.9: Diagrama de interacción Muro 1, dirección X.

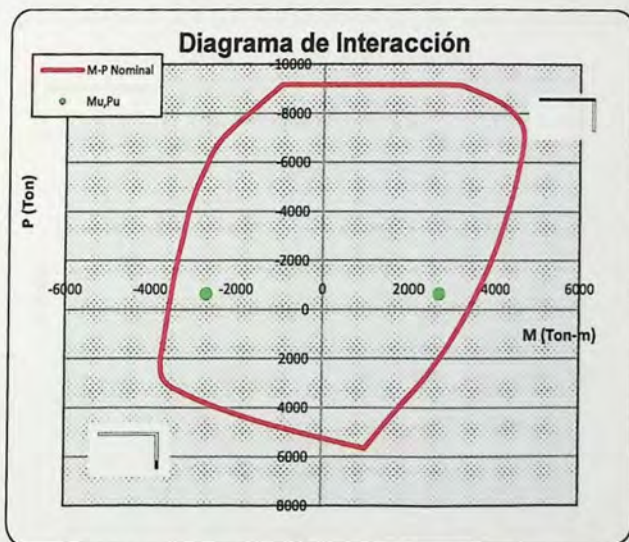


Figura 4.10: Diagrama de interacción Muro 1, dirección Y.

La figura 4.11 muestra la sección transversal y distribución de armadura del muro 2.

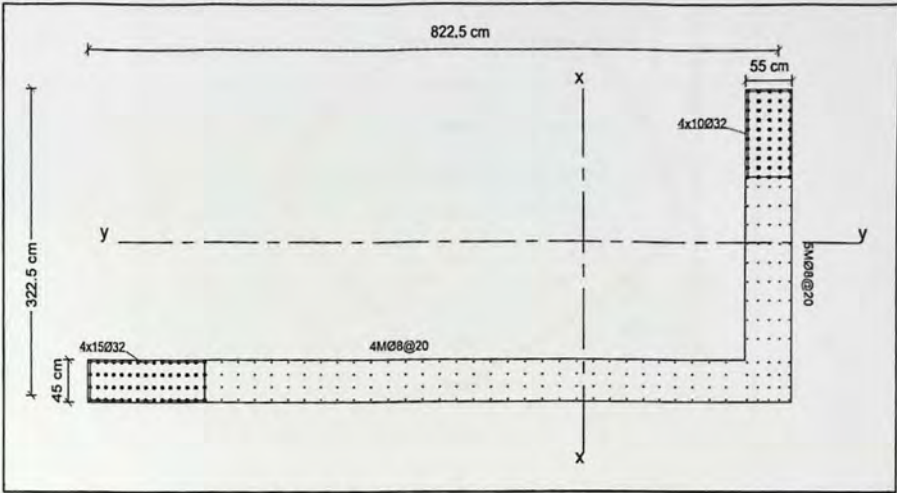


Figura 4.11: Sección transversal, Muro 2.

A continuación en las figuras 4.12 y 4.13 se muestran los diagramas de interacción para la sección crítica del muro 2 en las direcciones de análisis X e Y respectivamente, y además la figura en el recuadro blanco indica en negro la zona del muro que se encuentra en de la compresión.

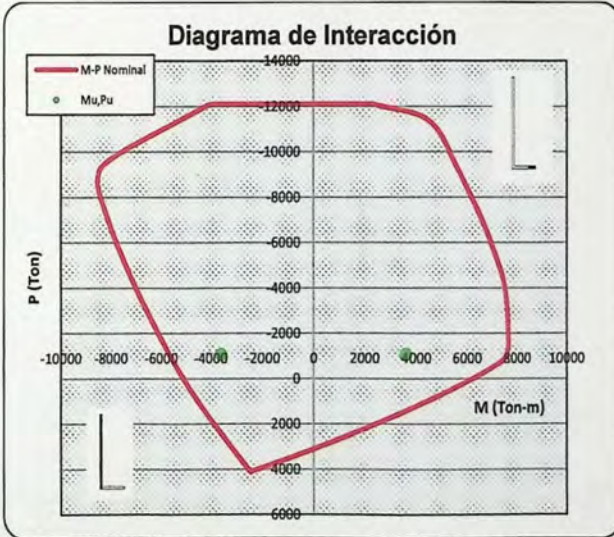


Figura 4.12: Diagrama de interacción Muro 2, dirección X.

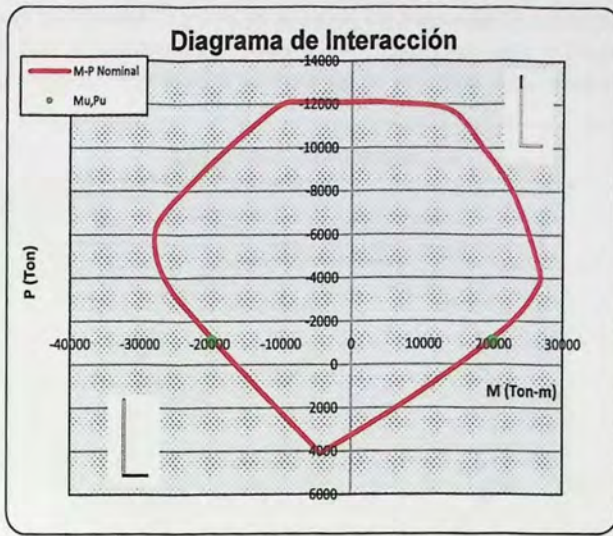


Figura 4.13: Diagrama de interacción Muro 2, dirección Y.

La figura 4.14 muestra la sección transversal y distribución de armadura del muro 3.

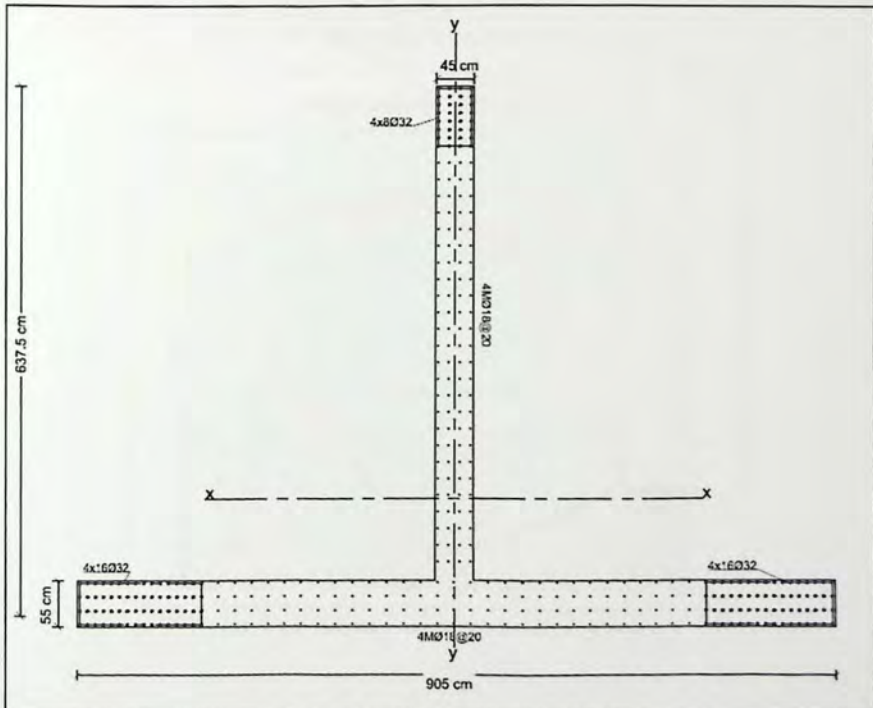


Figura 4.14: Sección transversal Muro 3.

A continuación en las figuras 4.15 y 4.16 se muestran los diagramas de interacción para la sección crítica del muro 3 en las direcciones de análisis X e Y respectivamente, y además la figura en el recuadro blanco indica en negro la zona del muro que se encuentra en de la compresión.

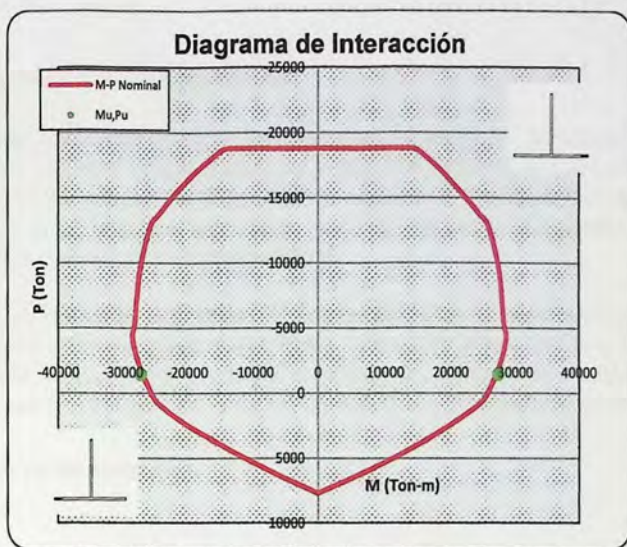


Figura 4.15: Diagrama de interacción Muro 3, dirección X.

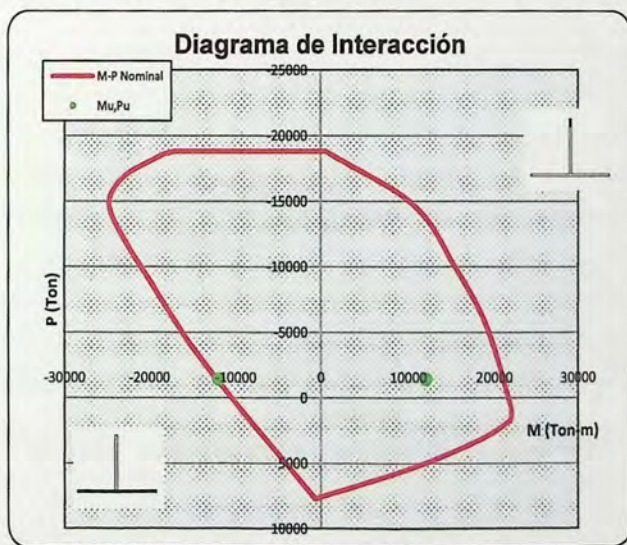


Figura 4.16: Diagrama de interacción Muro 3, dirección Y.

CAPITULO V

5 Análisis No Lineal

5.1 Análisis Dinámico Tiempo-Historia

Con el objetivo de representar y verificar las deformaciones inelásticas, los esfuerzos de corte y las características de histéresis de la estructura enfrentada a la acción de un sismo de gran magnitud, se realizó un análisis dinámico de tiempo-historia mediante el programa RUAUMOKO 2D (Carr, 2008), en el que se utilizaron tres registros de aceleraciones (Angol, Concepción y Viña del Mar) del terremoto del Maule del 27 de Febrero del 2010.

El análisis sólo se efectúa en la dirección Y, con el objetivo de estudiar el comportamiento de la estructura en la dirección que posee mayor rigidez. Además el análisis dinámico tiempo-historia se realizó tanto para la estructura diseñada por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas como para la estructura diseñada por el método de diseño directo basado en los desplazamientos.

5.1.1 Registros de Aceleraciones.

5.1.1.1 Angol

El registro de Angol componente E-W posee una aceleración máxima del suelo de 6.84 m/s^2 .

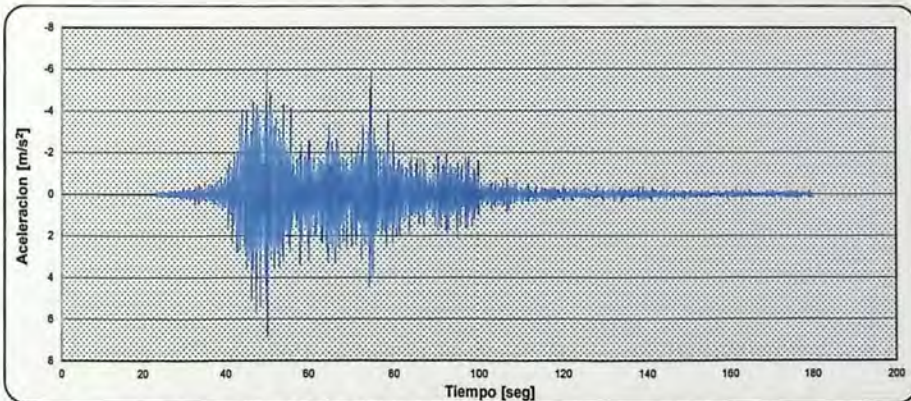


Figura 5.1: Registro de aceleraciones - Angol 2010, componente E-W.

5.1.1.2 Concepción

El registro de Concepción, componente L, posee una aceleración máxima del suelo de 3.93 m/s^2 .

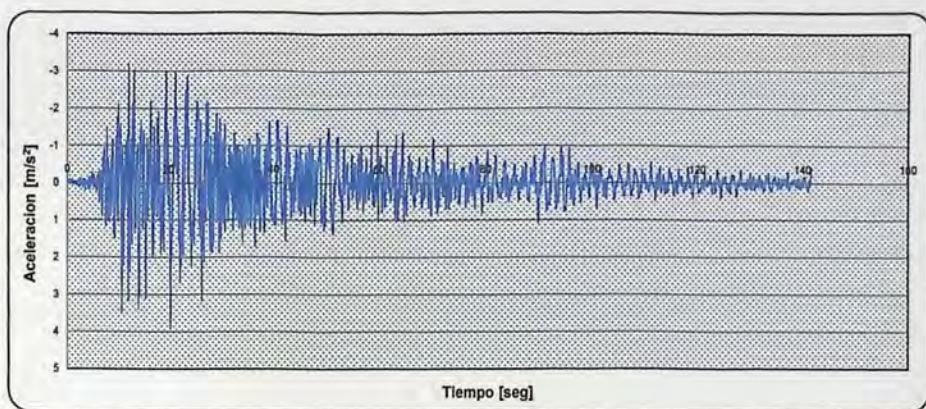


Figura 5.2: Registro de aceleraciones - Concepción 2010, componente L.

5.1.1.3 Viña del Mar centro

El registro de Viña del Mar centro, componente E-W, posee una aceleración máxima del suelo de 3.24 m/s^2 .

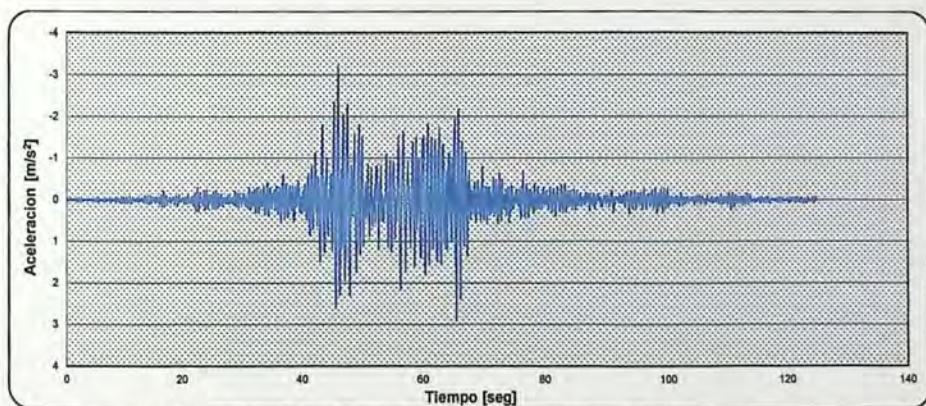


Figura 5.3: Registro de aceleraciones – Viña del Mar centro 2010, componente E-W.

5.2 Curvas Esfuerzo – Deformación

5.2.1 Curva Esfuerzo – Deformación del Hormigón no Confinado

La representación de la curva esfuerzo - deformación del hormigón no confinado se hizo mediante el modelo de Hognestad (1952) mostrado en la figura 5.4, en el cual se genera la curva mediante un primer tramo parabólico expresado en la ecuación 5.1 y un segundo tramo lineal según la ecuación 5.3.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (5.1)$$

Con:

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f'_c}{E_c} \quad (5.2)$$

Dónde:

- f_c Esfuerzo del hormigón
- f'_c Esfuerzo máximo del hormigón a los 28 días
- ε Deformación unitaria
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón

$$f_c = f'_c - 0.15f'_c \left[\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right] \quad (5.3)$$

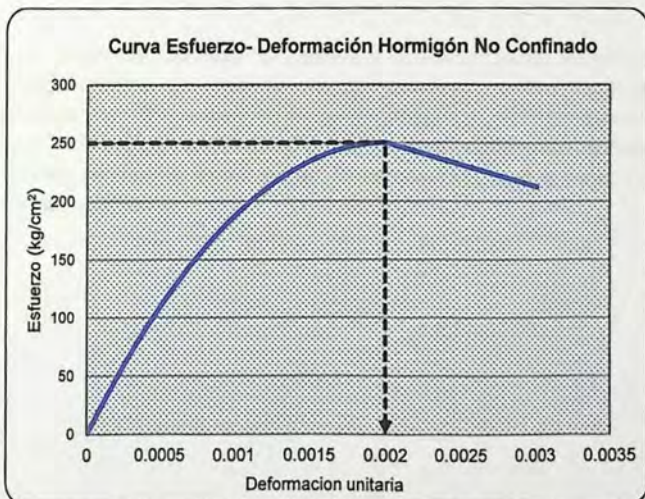


Figura 5.4: Curva esfuerzo – deformación de Hognestad para hormigón no confinado

5.2.2 Curva Esfuerzo – Deformación del Acero

La curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo utilizada para el análisis no lineal fue la curva bilineal mostrada en la figura 5.5.

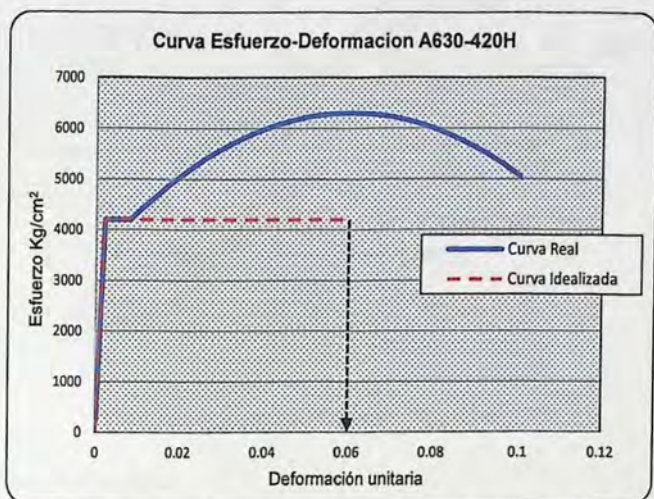


Figura 5.5: Curva esfuerzo – deformación para acero A630-420H

5.3 Regla de Histéresis

El modelo de histéresis utilizado para representar la degradación de rigidez y modelar las rótulas plásticas de los elementos de la estructura fue la regla trilineal SINA (Saidi, 1979), mostrada en la figura 5.6.

Para generar este modelo de histéresis es necesario identificar, desde las curvas de momento-curvatura de cada elemento, el momento de agrietamiento positivo (F_{cr}^+), el momento de agrietamiento negativo (F_{cr}^-), el momento de cierre de grieta (F_{cc}), el factor bilineal de disminución de rigidez desde el momento de agrietamiento positivo a hasta el momento de fluencia positivo (α) y el factor bilineal de pérdida de rigidez desde el momento de agrietamiento negativo hasta el momento de fluencia negativo (β).

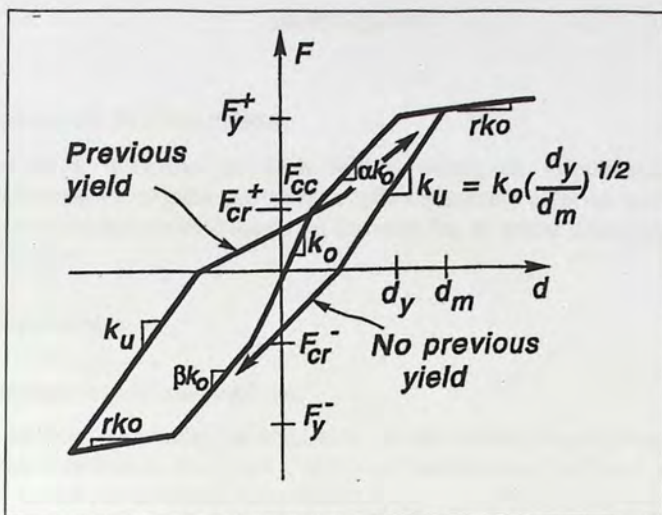


Figura 5.6: Modelo de Histéresis SINA (Saidi, 1979)

5.4 Superficie de Fluencia

Para modelar la resistencia de fluencia de cada muro se utilizó la superficie cuadrática de fluencia (Carr, 2008), en la que se representa cada cuadrante del diagrama de interacción carga axial-momento por un parábola diferente.

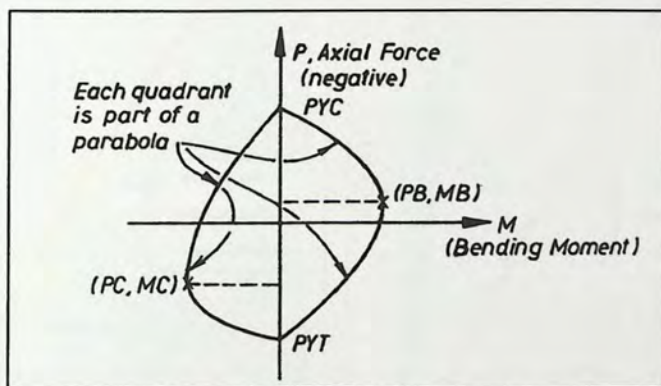


Figura 5.7: Superficie cuadrática de fluencia.

CAPITULO VI

6 Comparación de Resultados

En este capítulo se comparan las demandas no lineales de desplazamientos laterales, desplazamientos relativos de entre piso (*drifts*) y corte, obtenidas a partir del análisis de tiempo-historia con los resultados provenientes de los dos métodos de diseño sísmico en estudio, en la dirección de análisis Y.

6.1 Desplazamientos

6.1.1 Desplazamientos Laterales Máximos

La siguiente figura 6.1 representa las envolventes de los máximos desplazamientos laterales, obtenidos desde el análisis no lineal, para la estructura diseñada por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas y el método de diseño directo basado en los desplazamientos

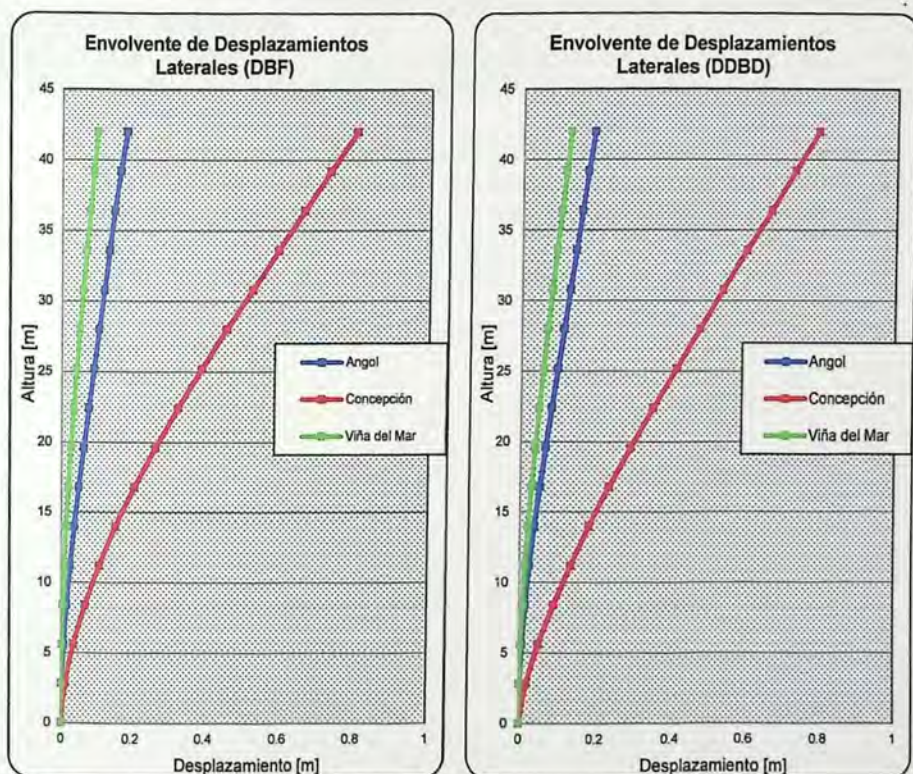


Figura 6.1: Envolvente de desplazamientos laterales – Estructura diseñada por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas (Izquierda) y diseñada por el método directo basado en los desplazamientos (Derecha).

A continuación en las tablas 6.1 y 6.2 son comparados los desplazamientos máximos laterales en el techo de la estructura, obtenidos desde el análisis no lineal, con los calculados por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas y el método de diseño directo basado en los desplazamientos respectivamente.

Tabla 6.1: Desplazamientos laterales máximos – Estructura diseñada por el método basado en las fuerzas.

	Método		Registro	
	DBF	Angol	Concepción	Viña del Mar
Desplazamiento máximo [m]	0.40	0.18	0.80	0.10
Desplazamiento máximo [%H]	0.96	0.44	1.91	0.24

Tabla 6.2: Desplazamientos laterales máximos – Estructura diseñada por el método directo basado en los desplazamientos.

	Método		Registro	
	DDBD	Angol	Concepción	Viña del Mar
Desplazamiento máximo [m]	0.40	0.19	0.79	0.12
Desplazamiento máximo [%H]	0.96	0.44	1.88	0.29

En la figura 6.1 y en las tablas 6.1 y 6.2 se muestra que los desplazamientos máximo laterales son similares entre el diseño basado en las fuerzas y el basado en los desplazamientos, produciéndose la mayor demanda de desplazamientos en la estructura para el registro de aceleraciones de Concepción.

6.1.2 Desplazamientos relativos de Entrepiso (*Drifts*)

Las demandas de desplazamientos laterales de entrepiso obtenidos del análisis no lineal para el método de diseño sísmico basado en las fuerzas y el basado en los desplazamientos son mostradas en la figura 6.2.

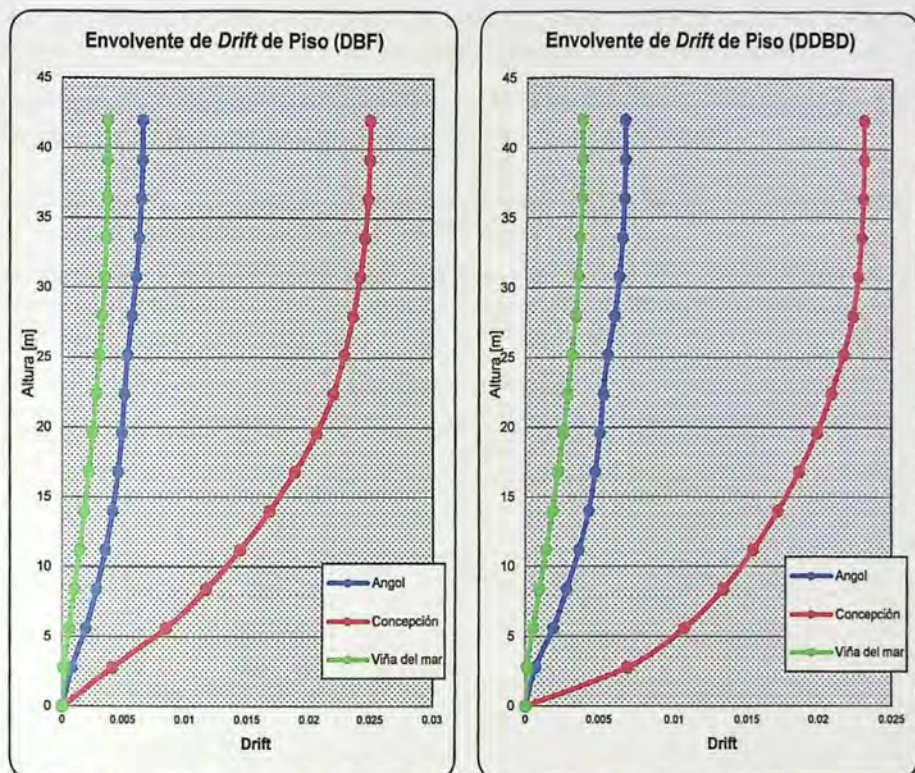


Figura 6.2: Desplazamientos relativos de entre piso – Estructura diseñada por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas (Izquierda) y diseñada por el método directo basado en los desplazamientos (Derecha).

La tabla 6.3 expresa los *drifts* máximos de entrepiso de la estructura, diseñada por los dos métodos de diseño sísmico, obtenidos del análisis no lineal para los tres registros de aceleraciones considerados.

Tabla 6.3: Desplazamientos laterales máximos – Estructura diseñada por el método directo basado en los desplazamientos.

Método	Registro		
	Angol	Concepción	Viña del Mar
DBF	0.66%	2.50%	0.37%
DDBD	0.67%	2.30%	0.39%

6.2 Demandas de Ductilidad

Con el objetivo de conocer las demandas de desplazamientos de los diferentes elementos estructurales, en este caso muros, se utilizó el concepto de ductilidad el que es definido como capacidad de deformación inelástica.

Las demandas de ductilidad de cada muro estructural fueron obtenidas desde las curvas de histéresis considerando la relación de momento curvatura obtenidas desde el análisis no lineal.

Estas curvas de histéresis fueron construidas para la base de los muros ya que es en ese lugar donde se producen las mayores demandas inelásticas de este tipo de elementos.

6.2.1 Demandas de Ductilidad - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Sísmico Basado en las Fuerzas (Practica Actual Chilena).

En las figura 6.3, 6.4 y 6.5 se presentan los diagramas de momento – curvatura y curvas de histéresis de los muros 1, 2 y 3, en la dirección de análisis Y, correspondientes al registro de Concepción, ya que este es el que produce mayor demanda de desplazamientos en la estructura.

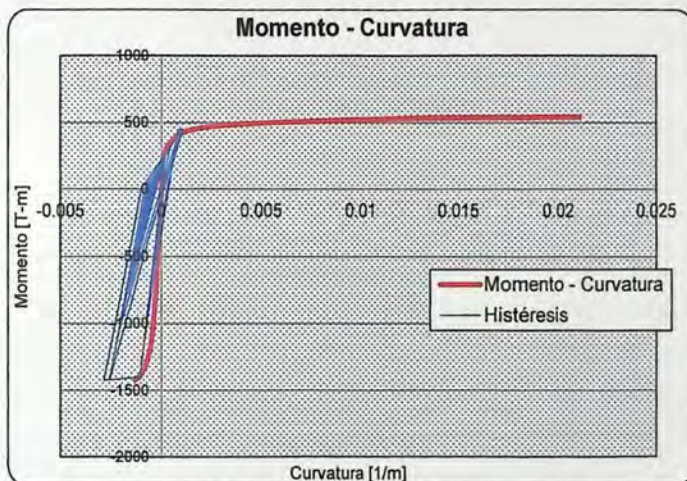


Figura 6.3: Curva de histéresis muro 1 - DBF. Registro de Concepción.

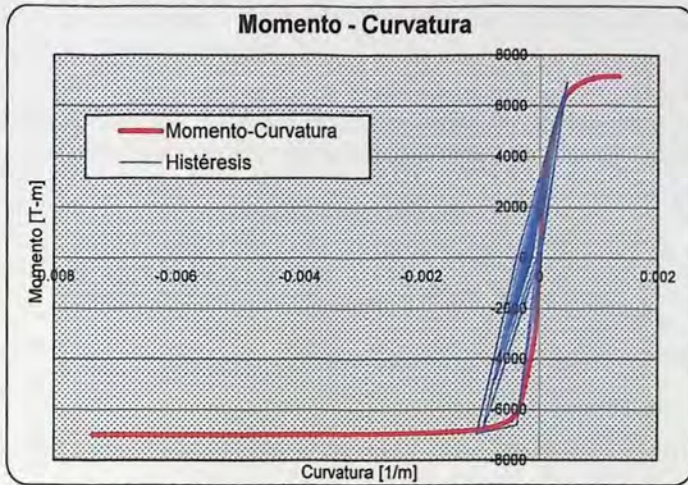


Figura 6.4: Curva de histéresis muro 2 - DBF. Registro de Concepción.

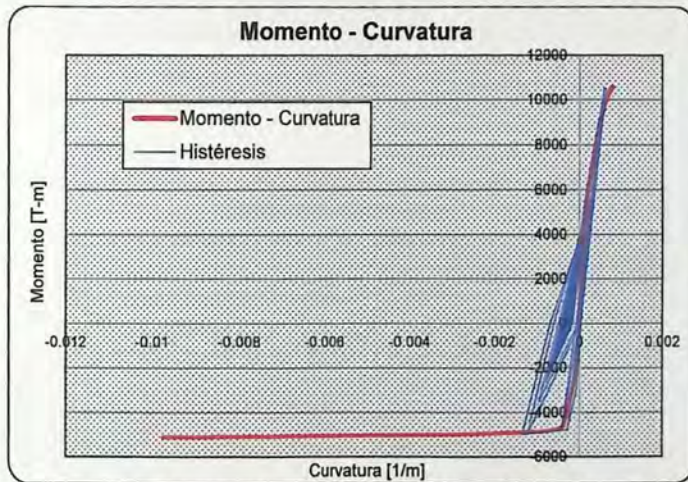


Figura 6.5: Curva de histéresis muro 3 - DBF. Registro de Concepción.

6.2.2 Demandas de Ductilidad - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Directo Basado en los Desplazamientos.

En las figura 6.6, 6.7 y 6.8 se presentan los diagramas de momento – curvatura y curvas de histéresis de los muros 1, 2 y 3, en la dirección de análisis Y, correspondientes al registro de Concepción, ya que este es el que produce mayor demanda de desplazamientos en la estructura.

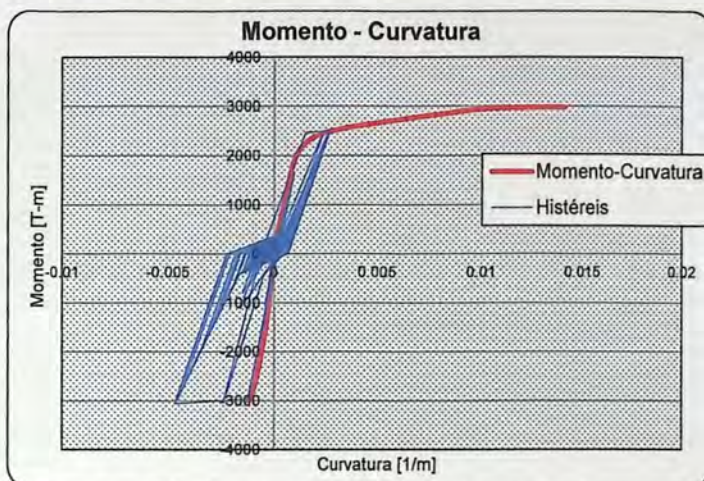


Figura 6.6: Curva de histéresis muro 1 - DDBD. Registro de Concepción.

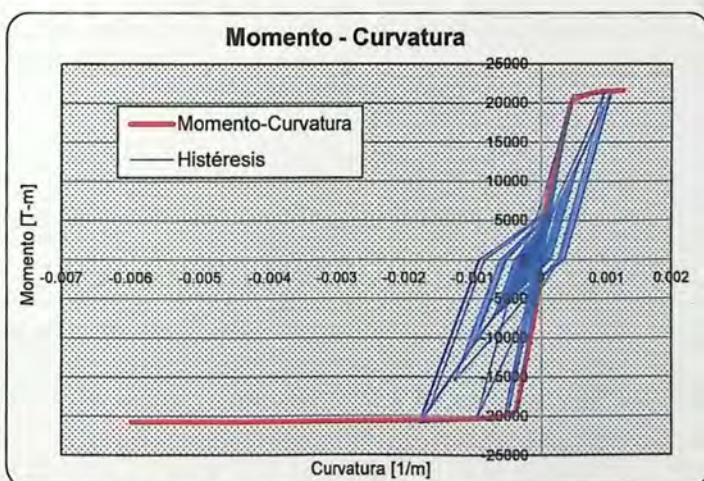


Figura 6.7: Curva de histéresis muro 2 - DDBD. Registro de Concepción.

A continuación la tabla 6.3 presenta las demandas de curvatura ($\varphi_{\text{demandada}}$) obtenidos desde el análisis no lineal para los 3 registros considerados y se comparan con la capacidad de curvatura (φ_u) de cada muro.

Tabla 6.4: Capacidad y demandas de curvatura para los muros diseñados por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas.

Muro	Método DBF		Angol	Concepción	Viña del Mar
	Sentido	φ_u	$\varphi_{\text{Demandada}}$	$\varphi_{\text{Demandada}}$	$\varphi_{\text{Demandada}}$
1	+	0.02110	0.00023	0.00108	0.00007
	-	0.00134	0.00058	0.00278	0.00005
2	+	0.00133	0.00010	0.00045	0.00003
	-	0.00735	0.00022	0.00107	0.00004
3	+	0.00079	0.00014	0.00064	0.00006
	-	0.00975	0.00027	0.00136	0.00005
4	+	0.01430	0.00017	0.00082	0.00006
	-	0.00353	0.00037	0.00196	0.00006
5	+	0.00518	0.00010	0.00144	0.00004
	-	0.03950	0.00087	0.00692	0.00009
6	+	0.01070	0.00019	0.00100	0.00006
	-	0.00242	0.00048	0.00231	0.00007

Los resultados incluidos en la tabla 6.3 indican que el muro 1 en el sentido negativo, enfrentado a la acción sísmica que produce el registro de Concepción, es excedido en su capacidad de curvatura.

El resto de los muros presenta capacidad de curvatura adecuada para resistir las demandas de desplazamientos producidas por los tres registros.

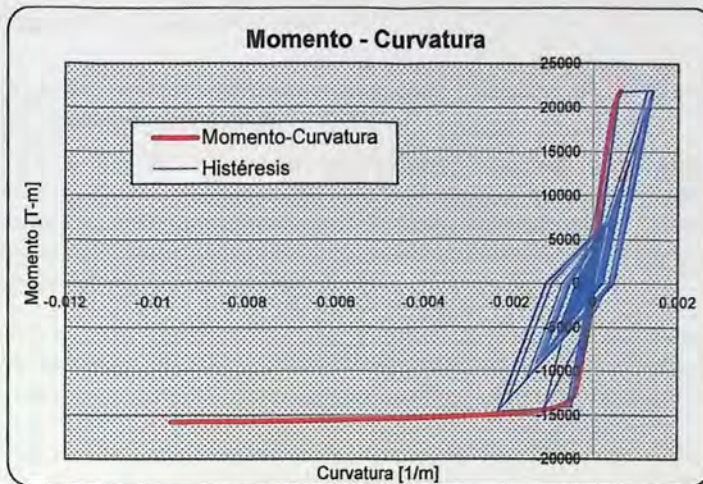


Figura 6.8: Curva de histéresis muro 3 - DDBD. Registro de Concepción.

A continuación la tabla 6.4 presenta las demandas de curvatura ($\psi_{demandada}$) obtenidos desde el análisis no lineal para los 3 registros considerados y se comparan con la capacidad de curvatura (ψ_u) de cada muro.

Tabla 6.5: Capacidad y demandas de curvatura para los muros diseñados por el método de diseño directo basado en los desplazamientos.

Muro	Método DDBD		Angol	Concepción	Viña del Mar
	Sentido	ψ_u	$\psi_{Demandada}$	$\psi_{Demandada}$	$\psi_{Demandada}$
1	+	0.0141	0.0005	0.0027	0.0002
	-	0.0013	0.0005	0.0047	0.0003
2	+	0.0012	0.0002	0.0011	0.0001
	-	0.0060	0.0002	0.0018	0.0001
3	+	0.0006	0.0003	0.0014	0.0001
	-	0.0096	0.0003	0.0023	0.0002
4	+	0.0023	0.0004	0.0019	0.0002
	-	0.0018	0.0004	0.0033	0.0002
5	+	0.0053	0.0006	0.0039	0.0001
	-	0.0225	0.0006	0.0091	0.0003
6	+	0.0025	0.0005	0.0024	0.0002
	-	0.0019	0.0004	0.0042	0.0002

Los resultados incluidos en la tabla 6.4 indican que los muros 1, 4 y 6 en el sentido negativo y también el muro 3 en el sentido positivo, enfrentados a la acción sísmica que produce el registro de Concepción, son excedidos en su capacidad de curvatura.

El resto de los muros presenta capacidad de curvatura adecuada para resistir las demandas de desplazamientos producidas por los tres registros.

6.3 Demandas No Lineales de Corte

6.3.1 Demandas No lineales de Corte - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Sísmico Basado en las Fuerzas.

Las figuras 6.9, 6.10 y 6.11 muestran los diagramas de corte de los muros 1, 2 y 3, respectivamente, en ellas se grafican las demandas de corte no lineal, correspondientes a los tres registros considerados, obtenidas desde el análisis dinámico tiempo-historia. Y estas se comparan con la resistencia última demandada al corte (V_u) y con la resistencia nominal requerida ($V_{n, Requerida}$) calculadas de acuerdo a la práctica actual chilena.

En la figura 6.9 se puede apreciar que tanto la resistencia última demanda como la resistencia nominal requerida al corte del muro 1, obtenidas de acuerdo al método de diseño basado en las fuerzas, son sobrepasadas por las demandas no lineales de los tres registros considerados.

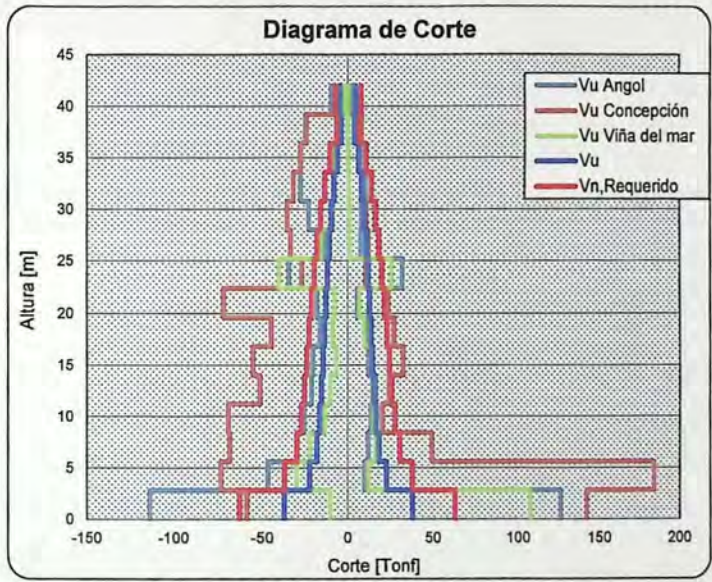


Figura 6.9: Diagrama de corte muro 1 - DBF.

La figura 6.10 muestra que la resistencia nominal requerida al corte del muro 2 es sobrepasada por la demanda no lineal de corte del registro de Concepción en la base del muro en sentido positivo

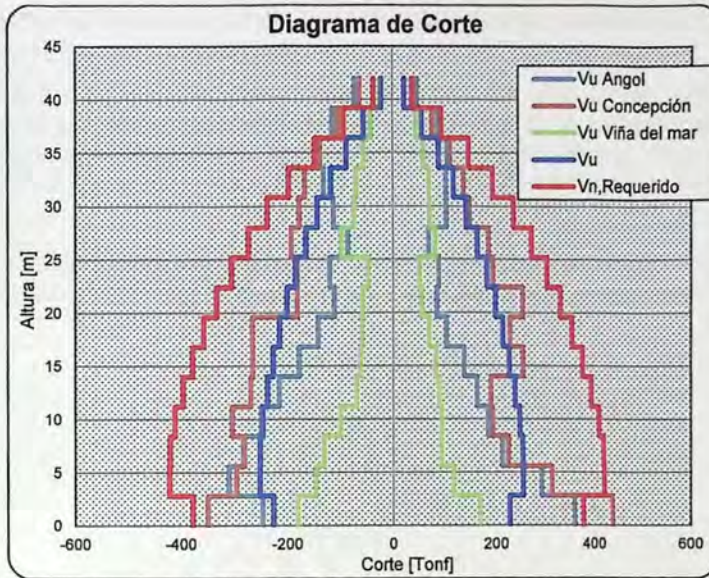


Figura 6.10: Diagrama de corte muro 2 - DBF.

La figura 6.11 muestra que la resistencia nominal requerida al corte del muro 3 es excedida por las demandas no lineales de corte de los registros de Angol y Concepción.

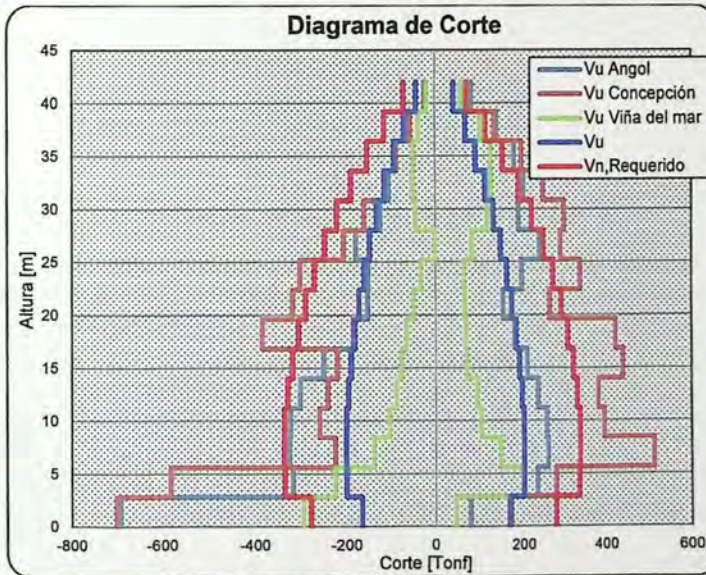


Figura 6.11: Diagrama de corte muro 3 - DBF.

6.3.2 Demandas No lineales de Corte - Estructura Diseñada por el Método de Diseño Directo Basado en los Desplazamientos.

Las figuras 6.12, 6.13 y 6.14 muestran los diagramas de corte de los muros 1, 2 y 3, respectivamente, en ellas se grafican las demandas de corte no lineal, correspondientes a los tres registros considerados, obtenidas desde el análisis dinámico tiempo-historia. Y estas se comparan con la resistencia última demandada a corte (V_u) y la resistencia última requerida al corte por capacidad ($V_{u, cap}$)

En la figura 6.12 se muestra que la demanda no lineal, correspondiente al registro de Concepción, supera la resistencia última requerida al corte por capacidad en los pisos inferiores del muro 1.

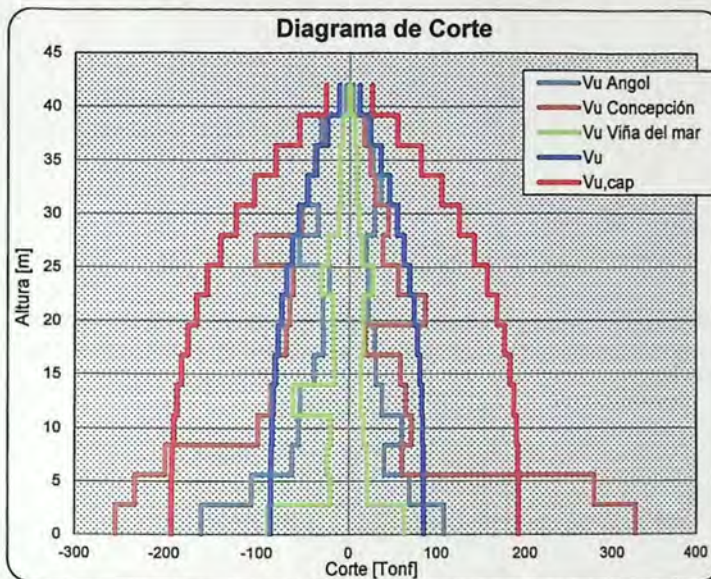


Figura 6.12: Diagrama de corte muro 1 - DDBD.

La figura 6.13 evidencia que la resistencia última requerida al corte por capacidad del muro 2 es adecuada para controlar las demandas no lineales correspondientes a los registros de Angol, Concepción y Viña del Mar.

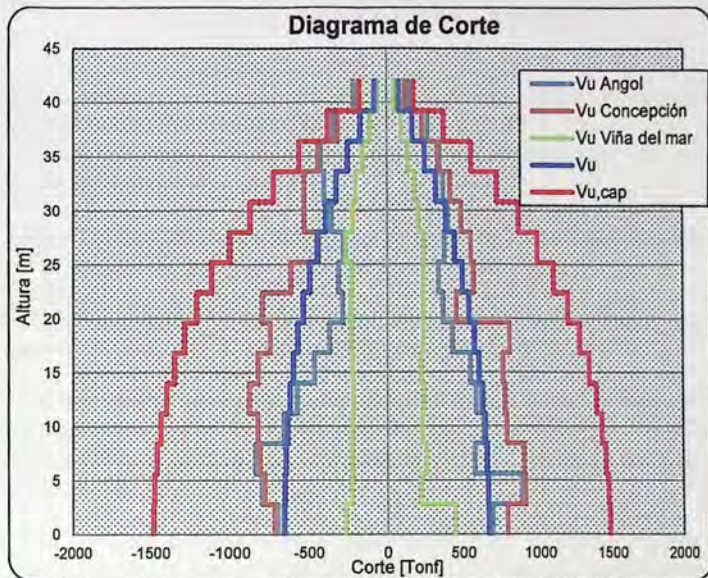


Figura 6.13: Diagrama de corte muro 2 - DDBD.

En figura 6.14 se muestra que la resistencia última requerida al corte por capacidad del muro 3 es sobrepasada por las demandas no lineales correspondientes a los registros de Angol, Concepción.

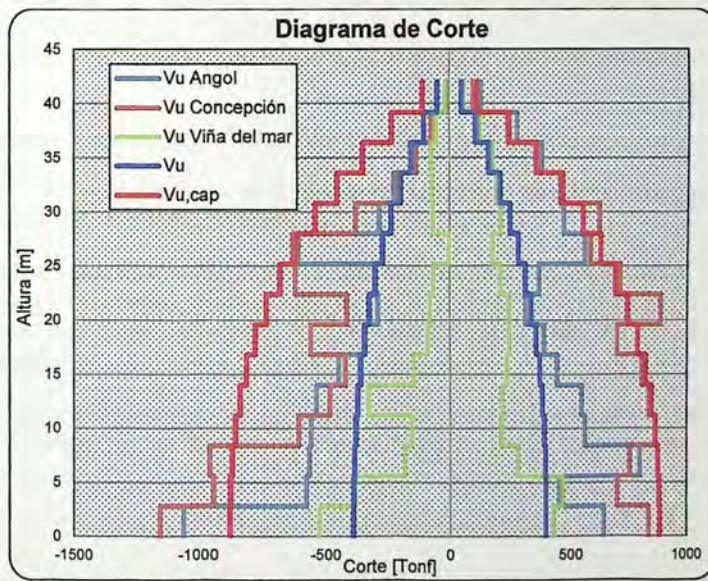


Figura 6.14: Diagrama de corte muro 3 - DDBD.

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Se diseñó una estructura de muros con una configuración estructural típica de un edificio habitacional chileno, por el método de diseño sísmico basado en las fuerzas (práctica actual chilena) y el método de diseño directo basado en los desplazamientos, considerando para ambos una misma demanda de desplazamiento.

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis no lineal de tiempo-historia para la estructura en estudio, se puede concluir:

La demanda de desplazamiento obtenida a partir del Decreto Supremo N°61 fue superada por el registro de Concepción y no por los registros de Angol y Viña del Mar centro.

Para ambas metodologías de diseño las demandas de desplazamientos resultan similares, esto se debe a que la rigidez resultante de ambos diseños es similar. Además las deformaciones de fluencia no dependen de la cantidad de armadura de refuerzo, sino que de la geometría de los elementos y la calidad del acero.

De acuerdo al Diseño Directo Basado en los Desplazamientos y considerando las demandas de desplazamiento del Decreto Supremo N°61, la respuesta de la mayoría de los muros es lineal.

Se destaca la demanda de desplazamientos del registro de Concepción es cercana al 2%, esto se debe a que el período agrietado de la estructura es cercano al período dominante del registro.

En cuanto a la cantidad de armadura de los muros, se obtuvieron cuantías mucho mayores para el Diseño Directo Basado en los Desplazamientos, debido a que el espectro de desplazamientos del Decreto Supremo N°61 no es consistente con el espectro de pseudo-aceleraciones de dicho decreto.

Las demandas de corte son subestimadas con el diseño actual basado en las fuerzas.

La estimación de las demandas de corte usando el método de diseño directo basado en los desplazamientos más el diseño por capacidad, es buena.

Las demandas de ductilidad de los muros, para ambos diseños, son similares para los registros de Angol y Viña del Mar centro, para el registro de Concepción, las demandas de ductilidad son mayores para los muros diseñados por el método de Diseño Directo Basado en los Desplazamientos.

En vista de los resultados para la estructura analizada se obtendrían muy buenos resultados utilizando el diseño actual (práctica actual chilena) más el diseño por capacidad por corte.

BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318S-08)", 2008.

Alejandro Morales Gómez. "Apuntes de Diseño en Hormigón Armado", 2012.

Athol J Carr. "User manual for the 2-Dimensional Versión, Ruaumoko 2D", 2004.

Cristian Andrés Gutiérrez Muñoz. "Diseño y Comparación de Demandas de Ductilidad para un Edificio Estructurado con Marcos y uno con Estructuración Mixta", 2012.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh433 Of.96 Mod.2009, Diseño Sísmico de Edificios", 2009.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh430 Of.2008, Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh1537 Of.2009, Diseño Estructural – Cargas permanente y cargas de uso", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh3171 Of.2010, Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga", 2010.

María Jesús Urquieta Herrera. "Verificación del criterio contenido en el Decreto Supremo N°60 para definir el diseño de marcos de hormigón armado en edificios con estructuración mixta", 2013

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios", Diciembre 2011.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado", Diciembre 2011.

Park R. y Paulay T. "Estructuras de concreto reforzado", 1988.

Paulay T., Priestley N. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc", 1992.

Priestley N. "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The Ninth Mallet Milne Lecture", 2003

Priestley N., Calvi G. y Kowalsky M. "Displacement – Based Seismic Design of Structures", 2007.