

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE  
EDIFICIOS HOSPITALARIOS EN CHILE.”**

Por

**JONATHAN SEBASTIÁN OLAVE ROCUANT**

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

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Julio, 2019

*"A todas aquellas personas que deseen realizar un cambio en su vida, en su trabajo, en su entorno, lo importante es la perseverancia, por mucho que cueste, por mucho que duela, o por mucho sacrificio que requiera, la clave está en seguir adelante y apoyarse en las personas correctas.*

*Un dicho muy sabio dice que cosechamos lo que sembramos. Aporta con ese granito de arena, alguien más vendrá y seguirá con lo que iniciaste. Atrévete, cumple tus sueños y tus metas"*

## **AGRADECIMIENTOS**

*A mis padres que han sido un pilar fundamental en mi formación como persona, me han entregado las herramientas y el apoyo para salir adelante y gracias a eso hoy cierro una etapa en mi vida, que me permitirá desarrollarme mejor a futuro, nada de esto hubiera sido posible de no haber sido por ellos.*

*A mis hermanos que me han acompañado durante esta travesía, ha habido altos y bajos, pero se logró salir adelante junto al apoyo y la unión que tenemos, los amo familia. Incluyo a todos aquellos que sin ser parientes sanguíneos son parte de nuestra familia.*

*Agradezco en especial a mi pareja que me ha acompañado en las buenas y en las malas, me ha brindado su apoyo, su paciencia y por sobre todo me ha impulsado a querer salir adelante y ser alguien mucho mejor de lo que soy ahora.*

*A los profesores y personal que trabaja en la universidad, han sido un gran apoyo en este proceso y me han entregado las herramientas para ser un buen profesional, me siento feliz de haber compartido con cada uno de ustedes, en especial a mi profesor guía que me insto a seguir desarrollando este tema y aportar con mi granito de arena a la sociedad.*

INDICE	Pág.
CAPÍTULO I .....	14
1 Descripción del Trabajo .....	14
1.1 Introducción .....	14
1.2 Objetivo general: .....	19
1.3 Objetivos específicos: .....	19
1.4 Metodología de trabajo:.....	19
1.5 Alcances: .....	19
CAPÍTULO II .....	20
2 Edificios Hospitalarios .....	20
2.1 Información recopilada para generar el modelo de análisis. ....	20
2.2 Caso de estudio definido.....	23
CAPÍTULO III .....	26
3 Análisis y Diseño Sísmico del Caso de Estudio .....	26
3.1 Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] para el caso de estudio:.....	26
3.2 Bases de diseño del Ministerio de Salud [7] para el caso de estudio:.....	28
3.3 Comparación de los métodos de análisis para el caso de estudio .....	29
3.4 Análisis sísmico y diseño de elementos estructurales .....	31
3.4.1 Cargas de diseño y combinaciones de carga. ....	31
3.5 Análisis sísmico del caso de estudio.....	32
3.5.1 Limitación del corte basal.....	32
3.5.2 Espectro de desplazamiento.....	33
3.5.3 Deformaciones sísmicas .....	34
3.6 Diseño de elementos estructurales .....	36
3.6.1 Muros de hormigón armado .....	36
3.6.2 Vigas de hormigón armado.....	38
3.6.3 Columnas de hormigón armado.....	40

CAPÍTULO IV .....	43
4 Análisis No Lineal.....	43
4.1 Parámetros del modelo .....	43
4.1.1 Nodos y elementos .....	43
4.1.2 Curvas esfuerzo – deformación elementos .....	45
4.1.3 Reglas de histéresis.....	51
4.1.4 Elementos del modelo.....	52
4.1.5 Calibración del modelo.....	55
4.2 Análisis incremental pushover.....	58
4.2.1 Idealización bilineal de la curva de capacidad.....	62
4.3 Análisis tiempo-historia .....	65
4.3.1 Registro de aceleraciones.....	65
4.3.2 Demanda de sismos a la estructura .....	67
4.3.3 Demandas de ductilidad.....	68
4.3.4 Demandas de corte .....	70
CAPÍTULO V .....	72
5 Análisis Por Desempeño.....	72
5.1 Niveles de desempeño.....	72
5.1.1 Propuesta comité VISION 2000.....	73
5.2 Movimientos sísmicos de diseño.....	74
5.2.1 Propuesta del comité VISION 2000 [15].....	74
5.3 Espectro de capacidad.....	75
5.4 Demanda sísmica.....	79
5.4.1 Espectro sísmico de riesgo uniforme.....	79
5.4.2 Espectro de demanda elástico.....	80
5.5 Método del espectro de capacidad (MEC).....	83
5.6 Límites máximos de deformaciones.....	84

5.7	Desempeño de la estructura .....	85
5.7.1	Sismo frecuente- desempeño operacional .....	86
5.7.2	Sismo ocasional – desempeño operacional .....	88
5.7.3	Sismo raro – desempeño inmediatamente operacional .....	90
5.7.4	Sismo muy raro – desempeño seguridad de vida.....	92
CAPÍTULO VI.....		94
6	Método de Hirosawa .....	94
6.1	Cálculo del índice $I_s$ .....	95
6.2	Cálculo del índice básico del comportamiento estructural ( $E_0$ ).....	95
6.3	Cálculo de $S_D$ .....	101
6.4	Cálculo del índice $I_{S0}$ .....	106
CAPÍTULO VII .....		109
7	Modificación del Caso de Estudio.....	109
7.1	Método de Hirosawa .....	111
7.1.1	Cálculo del Índice $E_0$ .....	111
7.1.2	Cálculo del Índice $S_D, I_s$ .....	111
7.1.3	Cálculo del índice $I_{S0}$ .....	111
7.2	Análisis no lineal.....	112
7.2.1	Análisis <i>pushover</i> estructura modificada .....	112
7.2.2	Análisis tiempo-historia estructura propuesta .....	114
7.3	Análisis por desempeño .....	118
CAPITULO VIII.....		120
8	Comparativa de los Métodos Realizados. ....	120
CAPITULO IX.....		121
9	Conclusiones.....	121
CAPÍTULO X.....		123
10	Bibliografía .....	123

Anexo I: Diagrama de interacción de muros.....	129
--	-----

## **Índice de Figuras**

Figura 1.1 - Cesfam Curanipe producto del terremoto y tsunami del 27 de febrero del 2010. (Fuente: [8]).....	15
Figura 1.2 - Factores utilizados según la geometría del recinto hospitalario método Hirosawa. (Fuente: [13]).....	17
Figura 2.1 - Cesfam con juntas de dilatación, tipo L (Fuente: [21]).....	21
Figura 2.2 - Cesfam con patio interior. (Fuente: [22]).....	21
Figura 2.3 - Planta de edificio caso de estudio (distancias en cm.) (Fuente: Propia) .....	23
Figura 2.4 - Modelo ETABS Cesfam tipo L (Fuente: Propia).....	25
Figura 3.1 - Comparación de espectros, períodos fundamentales y coeficientes sísmicos máximos. .....	30
Figura 3.2 - Espectro Elástico de Pseudo Aceleración según NCh 433 Of 96 mod 2012 [6].....	32
Figura 3.3 - Espectro de desplazamiento según ecuación 3.9.....	35
Figura 3.4 - Drift máximos de la estructura vs Limite de Noma [6].....	35
Figura 3.5 - Planta de estructuras (muros de hormigón armado).....	36
Figura 3.6 - Esquema de distribución de armaduras en muros.....	37
Figura 3.7 - Ubicación de vigas.....	38
Figura 3.8 - Detalle de armaduras en vigas.....	39
Figura 3.9 - Ubicación de columnas según denominación .....	40
Figura 3.10 - Detalle refuerzo en columnas (CA izquierda – CB derecha).....	41
Figura 3.11 - Diagrama interacción columnas CA .....	42
Figura 3.12 - Diagrama de interacción de columnas CB .....	42
Figura 4.1 - Nodos y elementos de la estructura analizada en Perform 3D (Fuente: Propia).....	44
Figura 4.2 - Curva esfuerzo- deformación del refuerzo. (Fuente: Propia).....	45

Figura 4.3 - Relación E-D FEMA 356(izquierda), relación E-D Perform 3D (derecha) (Fuente: [37])	46
Figura 4.4 - Curva esfuerzo- deformación del hormigón. (Fuente: Propia)	47
Figura 4.5 - Curva normalizada de esfuerzo - deformación para muros controlados por corte (41).	49
Figura 4.6 - Curva normalizada esfuerzo- deformación a corte para $h_w/l_w \leq 1.5$ (Fuente: Propia)	50
Figura 4.7 - Límites de deformación curva Wallace y criterios ATC-40 (Fuente: [40])	50
Figura 4.8 - Ciclo histéresis con pérdida de rigidez. (Fuente: [37])	51
Figura 4.9 - Ciclo de carga y descarga con degradación rigidez inicial y final (Fuente: [37])	51
Figura 4.10 - Relación de esfuerzo-deformación para rotulas. (Fuente: [37])	52
Figura 4.11 - Modelo de zonas plásticas con rotulas. (Fuente: [37])	52
Figura 4.12 - Efectos de esfuerzo axial en columnas. (Fuente: [37])	53
Figura 4.13 - Superficie de interacción de columnas. (Fuente: [37])	53
Figura 4.14 - Modelo de fibras para muro de hormigón armado. (Fuente: [19])	54
Figura 4.15 - Conexión de viga a muro. (Fuente: [37])	54
Figura 4.16 - Características de descarga. (Fuente: [42])	55
Figura 4.17 - Función de histéresis por corte. (Fuente: [42])	56
Figura 4.18 - Ciclo degradación de rigidez para menor rigidez y máximo rango elástico (a) y coeficientes de degradación de rigidez (b). (Fuente: [37] [43])	56
Figura 4.19 - Comparación ciclo de histéresis. (Fuente: Propia)	57
Figura 4.20 - Análisis pushover (fuente: [36])	58
Figura 4.21 - Análisis pushover dirección X. (Fuente: Propia)	59
Figura 4.22 - Análisis pushover dirección Y. (Fuente: Propia)	60
Figura 4.23 - Análisis pushover dirección X para distintas cargas. (Fuente: Propia)	61
Figura 4.24 - Análisis pushover dirección Y para distintas cargas. (Fuente: Propia)	61
Figura 4.25 - Curva bilineal propuesta por el FEMA 356 para pendiente positiva(a) y pendiente negativa (b). (Fuente: [36])	62
Figura 4.26 - Pushover capacidad vs pushover bilineal idealizado. (Fuente: Propia)	63
Figura 4.27 - Comparación curva bilineal capacidad vs demanda de corte bases Minsal y NCh 433. (Fuente: Propia)	64

Figura 4.28 - Registro de aceleración ciudad de Concepción, componente L. ....	65
Figura 4.29 - Registro de aceleración ciudad de Constitución, componente T. ....	66
Figura 4.30 - Registro de aceleración ciudad de Viña del Mar, componente E-W. ....	66
Figura 4.31 - Capacidad de la estructura vs demanda registros terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010. (Fuente: Propia).....	67
Figura 4.32 - Ubicación muro P28 y solicitaciones momento registro Concepción muro P28. (Fuente: Propia). ....	68
Figura 4.33 - Solicitaciones momento registro Constitución (Izq.) y Viña del Mar (Der) del muro P28. (Fuente: Propia). ....	68
Figura 4.34 - Ubicación Muro P02 y solicitaciones momento registro Concepción muro P02 (1/m). (Fuente: Propia) .....	69
Figura 4.35 - Solicitaciones momento registro Constitución (Izq.) y Viña del Mar (Der) muro P02 (1/m). (Fuente: Propia).....	69
Figura 4.36 - Solicitaciones corte registro Concepción (Izq.) y Constitución (Der) muro P28. (Fuente: Propia) .....	70
Figura 4.37 - Solicitaciones corte registro Viña del Mar muro P28. (Fuente: Propia) .....	70
Figura 4.38 - Solicitaciones corte registro Concepción (Izq.) y Constitución (Der) muro P02. (Fuente: Propia) .....	71
Figura 4.39 - Solicitaciones corte registro Viña del Mar muro P02. (Fuente: Propia) .....	71
Figura 5.1 - Curva de capacidad vs espectro de capacidad. (Fuente: [16]).....	75
Figura 5.2 - Espectro de capacidad de la estructura. ....	78
Figura 5.3 - Espectros elásticos de aceleraciones para cada tipo de sismo. (Fuente: Propia).....	80
Figura 5.4 - Espectro de desplazamientos para cada tipo de sismo. (Fuente: Propia).....	81
Figura 5.5 - Espectros de demanda elásticos para cada tipo de sismo. (Fuente: Propia).....	82
Figura 5.6 - Superposición de espectro de demanda vs espectro de capacidad. (Fuente: [58]) .....	83
Figura 5.7 - Comparación pushover con límites máximos de VISION 2000. (Fuente: Propia) .....	84
Figura 5.8 - Curva de capacidad vs curva de demanda elástica. (Fuente: Propia).....	85
Figura 5.9 - Punto de desempeño para sismo frecuente. (Fuente: Propia).....	86
Figura 5.10 - Punto de desempeño para sismo ocasional. (Fuente: Propia) .....	88
Figura 5.11 - Punto de desempeño para sismo raro. (Fuente: Propia) .....	90

Figura 5.12 - Punto de desempeño para sismo muy raro. (Fuente: Propia) .....	92
Figura 6.1 - Regularidad de la planta (fuente: [13]) .....	102
Figura 6.2 - Relación largo-ancho (fuente: [13]) .....	102
Figura 6.3 - Contracción de la planta (Fuente: [13]) .....	103
Figura 7.1 - Planta de estructuras modificada. (Fuente: Propia) .....	110
Figura 7.2 - Análisis pushover dirección X estructura modificada. (Fuente: Propia) .....	112
Figura 7.3 - Análisis pushover dirección Y estructura modificada. (Fuente: Propia) .....	112
Figura 7.4 - Comparación pushover bilineal estructura modificada vs corte Normas. (Fuente Propia) .....	113
Figura 7.5 - Ubicación Muro P04 (Izq.) solicitaciones registro Viña del Mar muro P04 (Der) (unidades 1/m). (Fuente: Propia) .....	114
Figura 7.6. -Solicitud registro Concepción (Izq.) y registro de Constitución (Der) Muro P04 (unidades 1/m). (Fuente: Propia) .....	114
Figura 7.7 - Ubicación Muro P12 (Izq.) solicitaciones registro Viña del Mar muro P12 (Der) (unidades 1/m). (Fuente: Propia) .....	115
Figura 7.8 - Solicitud registro Concepción (Izq.) y registro de Constitución (Der) Muro P12 (unidades 1/m). (Fuente: Propia) .....	115
Figura 7.9 - Demanda de corte muro P04 registro de Viña del Mar (Izq.) y de Concepción (Der). (Fuente: Propia) .....	116
Figura 7.10 - Demanda de corte muro P04 registro de Constitución. (Fuente: Propia) .....	116
Figura 7.11 - Demanda de corte muro P12 registro Viña del Mar (Izq.) y Concepción (Der). (Fuente: Propia) .....	116
Figura 7.12 - Demanda de corte muro P12 registro de Constitución. (Fuente: Propia) .....	117
Figura 7.13 - Capacidad estructura modificada vs límite de desempeño VISION 2000. (Fuente: Propia).....	118
Figura 7.14 - Espectro de capacidad estructura modificada. (Fuente: Propia) .....	118
Figura 7.15 - Espectro de capacidad vs espectro de demanda elástico. (Fuente: Propia) .....	119
Figura 10.1 - Diagramas de interacción muro P01. ....	129
Figura 10.2 - Diagramas de interacción muro P02. ....	129
Figura 10.3 - Diagramas de interacción muro P03. ....	129
Figura 10.4 - Diagramas de interacción muro P04. ....	130

Figura 10.5 - Diagramas de interacción muro P05. ....	130
Figura 10.6 - Diagramas de interacción muro P06. ....	130
Figura 10.7 - Diagramas de interacción muro P07. ....	131
Figura 10.8 - Diagramas de interacción muro P08. ....	131
Figura 10.9 - Diagramas de interacción muro P09. ....	131
Figura 10.10 - Diagramas de interacción muro P10. ....	132
Figura 10.11 - Diagramas de interacción muro P11. ....	132
Figura 10.12 - Diagramas de interacción muro P12. ....	132
Figura 10.13 - Diagramas de interacción muro P13. ....	133
Figura 10.14 - Diagramas de interacción muro P14. ....	133
Figura 10.15 - Diagramas de interacción muro P15. ....	133
Figura 10.16 - Diagramas de interacción muro P16. ....	134
Figura 10.17 - Diagramas de interacción muro P17. ....	134
Figura 10.18 - Diagramas de interacción muro P18. ....	134
Figura 10.19 - Diagramas de interacción muro P19. ....	135
Figura 10.20 - Diagramas de interacción muro P20. ....	135
Figura 10.21 - Diagramas de interacción muro P21. ....	135
Figura 10.22 - Diagramas de interacción muro P22. ....	136
Figura 10.23 - Diagramas de interacción muro P23. ....	136
Figura 10.24 - Diagramas de interacción muro P24. ....	136
Figura 10.25 - Diagramas de interacción muro P25. ....	137
Figura 10.26 - Diagramas de interacción muro P26. ....	137
Figura 10.27 - Diagramas de interacción muro P27. ....	137
Figura 10.28 - Diagramas de interacción muro P28. ....	138
Figura 10.29 - Diagramas de interacción muro P30. ....	138
Figura 10.30 - Diagramas de interacción muro P31. ....	138

## **Índice de Tablas**

Tabla 1.1 - Resumen daños en Centros Asistenciales de Chile, producto del terremoto 27 febrero 2010. ....	15
Tabla 1.2 - Estados de daño y nivel de desempeño SEAOC. (Fuente: [15]) .....	18
Tabla 2.1 - Datos de Cesfam recopilados.....	22
Tabla 2.2 - Muros de edificio del caso de estudio.....	24
Tabla 3.1 - Parámetros para definir el espectro sísmico y el coeficiente sísmico máximo para las alternativas de diseño del caso de estudio (Suelo Tipo D, Zona sísmica 3) .....	29
Tabla 3.2 - Factores para combinaciones de cargas de servicio .....	31
Tabla 3.3 - Períodos fundamentales y corte basal elástico. ....	32
Tabla 3.4 - Corte máximo y mínimo. ....	33
Tabla 3.5 - Valor de $C_d^*$ según tipo de suelo y período (fuente: [6]).....	33
Tabla 3.6 - Desplazamientos (fuente: propia).....	34
Tabla 3.7 - Armadura de refuerzo en muros.....	37
Tabla 3.8 - Armadura requerida y suministrada según demanda.....	39
Tabla 3.9 - Armadura de refuerzo en columnas .....	41
Tabla 4.1 - Relación ancho/altura muros .....	47
Tabla 4.2 - Parámetros curva idealizada bilineal pushover. ....	63
Tabla 5.1 – Drift máximo y nivel de desempeño para los movimientos sísmicos según código VISION 2000. ....	73
Tabla 5.2 - Movimientos sísmicos de diseño VISION 2000 [15].....	74
Tabla 5.3 - Masas modales y porcentaje de participación modal. (Fuente: Propia).....	76
Tabla 5.4 - Sismos de riesgo uniforme. (Fuente: [57]).....	79
Tabla 5.5 - Drift asociados a cada piso y requerimiento (sismo frecuente/desempeño operacional) .....	87
Tabla 5.6 - Drift asociados a cada piso y requerimiento (sismo ocasional/desempeño operacional) .....	89
Tabla 5.7 - Drift asociados por piso y requerimiento (sismo raro/desempeño inmediatamente operacional).....	91

Tabla 5.8 - Drift asociados por piso y requerimiento (sismo muy raro/desempeño seguridad de vida)	93
Tabla 6.1 - Coeficientes $\alpha$ según tipo de falla método Hirosawa (Fuente: [13])	97
Tabla 6.2 - Áreas de muros y columnas por cada piso de la estructura analizada. (Fuente: Propia)	98
Tabla 6.3 - Valores calculados índice $E_0$ para el caso de estudio. (Fuente: propia)	100
Tabla 6.4 - Factores de geometría Hirosawa (Fuente: [13])	101
Tabla 6.5 - Parámetros para determinar el índice $S_D$ en la dirección X.	104
Tabla 6.6 - Parámetros para determinar el índice $S_D$ en la dirección Y.	105
Tabla 6.7 - Índice de Hirosawa para distintos Cesfam. (Fuente: propia)	108
Tabla 7.1 - Densidad de muros propuesta para la estructura de análisis.	109
Tabla 7.2 - Valores $C_c$ , $C_w$ y $E_0$ estructura modificada. (Fuente: Propia)	111
Tabla 7.3 - Niveles de desempeño estructura modificada. (Fuente: Propia)	119
Tabla 8.1 - Índices de demanda sísmica método de Hirosawa. (Fuente: Propia)	120
Tabla 8.2 - Comparación método de Hirosawa vs método de espectro capacidad. (Fuente: Propia)	120

# CAPÍTULO I

## 1 Descripción del Trabajo

### 1.1 Introducción

Los estudios realizados en diversos países con respecto a los daños causados por los terremotos, evidencian que los recintos hospitalarios no cuentan con un desempeño adecuado desde el punto de vista de la vulnerabilidad estructural [1] [2] [3].

En Chile, un país el cual está expuesto con frecuencia a movimientos sísmicos y catástrofes [4], de acuerdo al Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile [5], se han registrado más de 100 sismos de intensidad superior a los 5 grados, sólo en los últimos 5 años.

Para el diseño sísmico de edificios de hormigón armado en Chile se utiliza la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] (modificación que incluye el Decreto Supremo N° 61). Esta norma establece que para edificaciones de hormigón armado se utiliza un factor de reducción de la respuesta  $R = 7$ , y estableciendo las diferencias en el nivel de ocupación de la estructura, según el factor de importancia "I", para hospitales el nivel de ocupación corresponde a categoría IV, y un factor de importancia  $I=1.2$ .

No obstante, y debido a los acontecimientos ocurridos en estos últimos años, el Ministerio de Salud de Chile (MINSAL) generó Bases Técnicas para el desarrollo de Centros de Salud Familiar (Noviembre 2009) [7] a utilizar para el diseño estructural de los recintos definidos como Centros de Salud Familiar (Cesfam). Dentro de las consideraciones generales establece que *"la Norma Chilena NCh 433 of 96 [8] contempla solo la seguridad de las personas, asumiendo que el edificio no sufrirá daños estructurales frente a un sismo de mediana intensidad y presentara daños en la estructura evitando el colapso, cuando el sismo sea excepcionalmente severo. En mbos casos el establecimiento deja de ser operativo en circunstancias que todo establecimiento de salud debe seguir prestando servicio aun después de una catástrofe y estar completamente operativo para recibir una mayor carga de pacientes provenientes de lugares afectados"* ante lo cual, propone diversas mejoras de las cuales se referirán solo al diseño estructural de los Cesfam, cuyo objetivo es preservar la seguridad de los usuarios y la infraestructura ante la ocurrencia de sismos o temporales de viento y lluvia.

Dentro de las principales modificaciones, se establece que las estructuras sean regulares, simples, que los elementos sismo-resistentes sean lo más simétricos posible y no posean variaciones de los elementos estructurales de un piso a otro. Respecto a los criterios de diseño sísmico, considera una modificación al factor de importancia  $I = 1.25$ , un factor de modificación de la respuesta  $R=5$ , limitaciones al corte máximo y la utilización del espectro de aceleraciones de la NCh 2369 Of. 2003 [9].

Sin embargo, *"Los códigos y enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismo resistente"* [10]

El terremoto ocurrido el día 27 de febrero del 2010, produjo daños estructurales en algunos edificios hospitalarios, y afectó el funcionamiento de otros, lo cual trajo grandes consecuencias a la red de salud del país [11], evidenciando la importancia de un buen desempeño sísmico en los recintos hospitalarios. Como consecuencia, fue necesaria la instalación de hospitales de campaña para suplir la demanda en hospitales y centros asistenciales de las regiones de Valparaíso, el Maule, Biobío, Araucanía y Región Metropolitana.

En la figura 1.1, se muestra el daño producido al Centro de Salud Familiar Curanipe, el cual quedó totalmente inoperativo después del terremoto y posterior tsunami del Maule el 27 de Febrero del 2010.



Figura 1.1 - Cesfam Curanipe producto del terremoto y tsunami del 27 de febrero del 2010. (Fuente: [8])

En la tabla 1.1, se evidencia que 6 Centros de Salud Asistencial tuvieron daños estructurales que impidieron el funcionamiento, en 9 Centros de Salud se encontraron daños medianos que afectaban al normal funcionamiento, y 13 resultaron con daños menores, no obstante un estudio emitido en diciembre del 2014 por la Delegación Presidencial [12], evidenció que dentro del área afectada existían 405 Cesfam, dentro de los cuales 12 resultaron con daños mayores, 2 quedaron fuera de servicio y 52 con daños de menor gravedad. Con los datos obtenidos, es necesario evaluar el desempeño de los recintos hospitalarios, con el fin de evitar daños como los ocurridos en el terremoto pasado, y que los recintos se mantengan operativos después de un evento de gran magnitud.

Tabla 1.1 - Resumen daños en Centros Asistenciales de Chile, producto del terremoto 27 febrero 2010.

Región	Nombre Establecimiento	Tipo de Daño	Estado
Valparaíso	Consultorio Rural El Tabo	Estructural	Impide Funcionamiento
Maule	Cesfam Pelluhue	Estructural	Impide Funcionamiento
	Cesfam Constitución	Estructural	Impide Funcionamiento
Biobío	Consultorio Rural Tubul	Estructural	Impide Funcionamiento
	Posta San José De Colico	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Cesfam Lebu Norte	Menor	No Afecta Funcionamiento
Araucanía	PSR Quechereguas	Estructural	Impide Funcionamiento
	Quiñenaihuin	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Fortin Ñielol	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Carolina	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Mañuico	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Ailenco	Mediano	Afecta Funcionamiento

Región	Nombre Establecimiento	Tipo de Daño	Estado
Araucanía	Cuel Ñielol	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Cesfam Nueva Imperial	Estructural	Impide Funcionamiento
	Laurel Huacho	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Roble Huacho	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Hualpin	Menor	No Afecta Funcionamiento
Metropolitana	Ces N°5	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Cesfam N°1	Mediano	Afecta Funcionamiento
	Lo Valledor	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Juricic	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Chuchunco	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Nogales	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Voullieme	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Ahues	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Maipu	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Pincheira	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Irene Frei	Menor	No Afecta Funcionamiento
	Consultorio Renca	Menor	No Afecta Funcionamiento

Los Cesfam que resultaron dañados según los datos recopilados de la tabla 1.1, corresponden a edificios estructurados principalmente en madera y acero, y son predecesores de los cesfam actuales diseñados de acuerdo a las bases de diseño del Ministerio de Salud [7], los cuales están estructurados principalmente por muros de hormigón armado.

No obstante se analizarán métodos alternativos para evaluar el desempeño de las estructuras, los cuales pueden proporcionar información adicional o general de la estructura a modo de evaluación.

Desde el punto de vista cuantitativo, Hirosawa [13] estableció un método para evaluar la vulnerabilidad estructural de edificios existentes de hormigón armado de altura media. En estudios posteriores, el método se ha aplicado a edificios mixtos de hormigón armado y albañilería [14] donde compara la resistencia provista del edificio, versus la resistencia demandada. Para este método, considera parámetros como la regularidad, relación largo-ancho, contracción de la planta, entre otros factores, en la figura 1.2 se especifica alguno de los factores a utilizar en el método.

Relación largo-ancho.

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta.

En las plantas tipo L, T, U y otras se considera el largo total como  $2 \cdot l$ , para  $l$  indicado en la

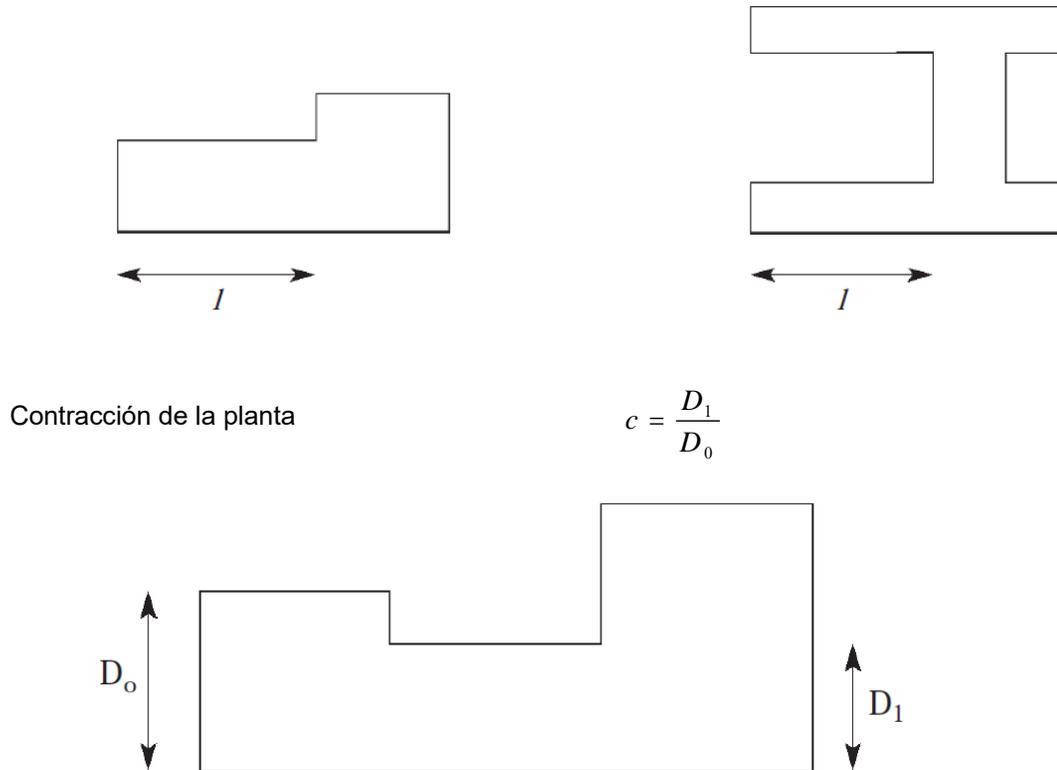


Figura 1.2 - Factores utilizados según la geometría del recinto hospitalario método Hirosawa. (Fuente: [13])

Por otra parte, también se han generado diversas propuestas para la evaluación y el diseño de edificaciones basadas en los conceptos de “Desempeño Sísmico”, tales como las recomendaciones propuestas por el comité VISION 2000 [15], las propuestas de evaluación sísmica y mejoramiento de estructuras de concreto ATC-40 [16].

El Desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un evento sísmico, donde la calidad del diseño debe ser garantizada por un adecuado control de la calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras [17].

La tabla 1.2, establece los estados de daño y niveles de desempeño según el código VISION 2000 [15], en el cual se espera que los recintos hospitalarios permanezcan operativos después de un evento sísmico.

Tabla 1.2 - Estados de daño y nivel de desempeño SEAOC. (Fuente: [15])

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Inmediatamente Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Prevención Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Bajo este concepto de vulnerabilidad sísmica, se considera de gran importancia evaluar el comportamiento de dichas estructuras, diseñadas según la normativa vigente en Chile y proponer cambios a las recomendaciones del Ministerio de Salud [7].

## 1.2 Objetivo general:

- Evaluar si las disposiciones contenidas en las Bases Técnicas del Ministerio de Salud [7] para edificios de hormigón armado son suficientes para garantizar un buen desempeño sísmico de los Centros de Salud Familiar.

## 1.3 Objetivos específicos:

- Definir una estructura que sea representativa de los Cesfam diseñados con posterioridad a la emisión de las Bases de Diseño del Ministerio de Salud [7].
- Análisis sísmico y el diseño de los elementos de acuerdo a la normativa vigente.
- Evaluar el comportamiento no lineal de la estructura.
- Evaluar el desempeño sísmico de la estructura tipo.
- Evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura tipo.

## 1.4 Metodología de trabajo:

- Definir una estructura tipo a partir de un estudio bibliográfico de Cesfam en Chile.
- Modelar un caso de estudio mediante elementos finitos en ETABS [18].
- Análisis y diseño de acuerdo a la Norma Chilena NCh 433 Of. mod 2012 [6] y bases de diseño del Ministerio de Salud [7].
- Desarrollar un análisis no lineal usando el programa PERFORM 3D V5.0.1 [19] para evaluar la capacidad de los elementos estructurales.
- Realizar el análisis por desempeño mediante el método del espectro de capacidad.
- Evaluar la vulnerabilidad sísmica utilizando el método de Hirosawa [13].
- Conclusión respecto a los métodos analizados.

## 1.5 Alcances:

- Para la elección del edificio tipo se consideraran Cesfam diseñados con posterioridad a la emisión de las bases de diseño del Ministerio de Salud.
- Se evaluará el edificio desde el punto de vista de la vulnerabilidad estructural y la capacidad operativa después del sismo.
- Se considerarán sólo recintos hospitalarios menores a 5 pisos de altura sin aislación basal.

## CAPÍTULO II

### 2 Edificios Hospitalarios

Los edificios hospitalarios a estudiar corresponden a aquellos edificios determinados en las bases de diseño del Ministerio de Salud [7], los cuales poseen una altura menor a los 5 pisos, estructurados con muros de baja relación de aspecto alto/largo ( $h_w/l_w < 2.5$ ) [20] de hormigón armado, sin aislación sísmica.

#### 2.1 Información recopilada para generar el modelo de análisis.

El caso de estudio fue obtenido observando la geometría de proyectos construidos o en construcción, posterior a la publicación de las bases del Ministerio de Salud [7].

Los análisis de los cesfam se realizaron utilizando la NCh 433 Of. 96 mod 2009 [8] y la bases de diseño del Ministerio de Salud [7].

Se obtuvo información de 14 Centros de Salud Familiar, los cuales se mencionan a continuación:

- CESFAM DICHATO
- CESFAM LA LIGUA
- CESFAM CURICO
- CESFAM ALGARROBO
- CESFAM PAPUDO
- CESFAM MONTE AGUILA
- CESFAM CODEGUA
- CESFAM PEDRO DE VALDIVIA
- CESFAM TIERRAS BLANCAS
- CESFAM ALHUÉ
- CESFAM URBANO OVALLE
- CESFAM CHAÑARAL
- CESFAM LINARES
- CESFAM CONSTITUCIÓN

Los edificios estudiados tienen geometría regular en el primer y segundo piso. Alguno de ellos con aberturas (atrios) centrales por requerimientos arquitectónicos

En la figura 2.1 se presenta una geometría recurrente en este tipo de edificaciones, correspondiente a un Cesfam tipo L, con juntas de dilatación, formando un rectángulo.

En la figura 2.2, se observa un Cesfam con abertura (atrio) central sin juntas de dilatación.

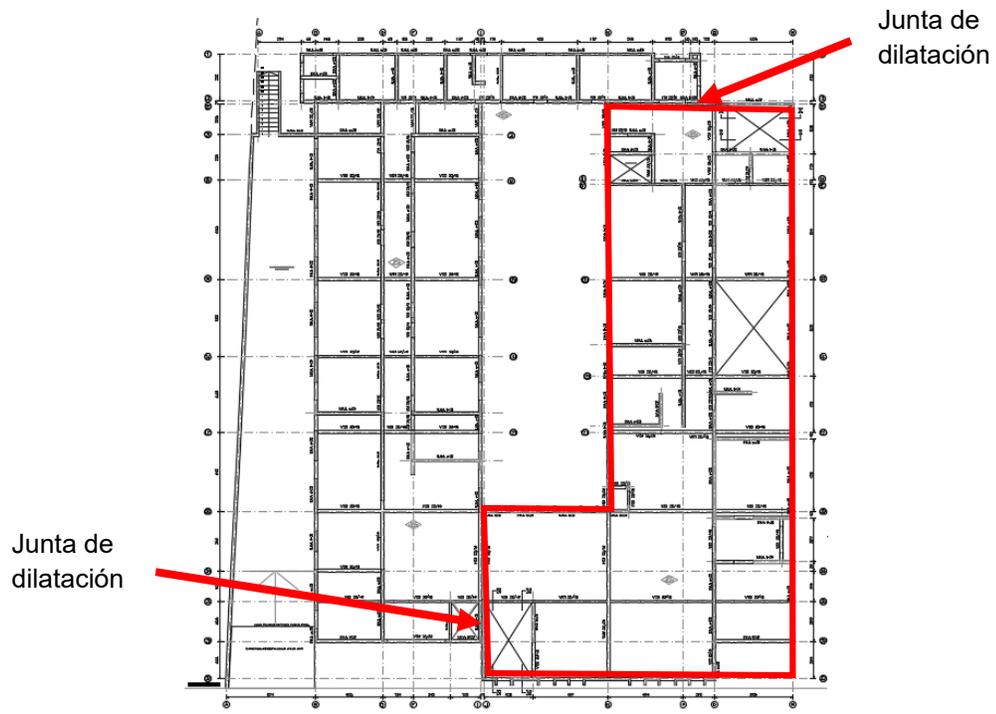


Figura 2.1 - Cesfam con juntas de dilatación, tipo L (Fuente: [21])

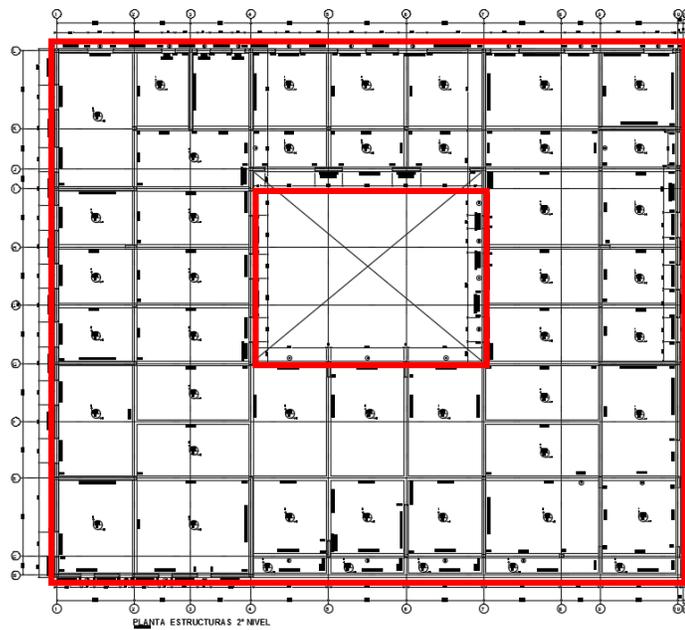


Figura 2.2 - Cesfam con patio interior. (Fuente: [22])

Para el caso de estudio, se toma como referencia las memorias de cálculo [21] [22] [23] [24] [25] [26] [27] [28] [29], en la tabla 2.1 se resume la información recopilada:

Tabla 2.1 - Datos de Cefam recopilados.

AÑO DISEÑO	CESFAM	Peso Sísmico (tonf)	Área (m <sup>2</sup> )	Peso Sísmico x Área (tonf/m <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	Tipo Suelo	Coefficiente de Importancia (I)	Tx (s)	Ty (s)	Corte Diseño (ton)
2014	ALHUE	525	525	0,50	3	D	1,20	0,078	0,078	53,25
2012	CURICO	1399	1605	0,44	2	B	1,20	0,100	0,100	277,00
2014	ENTRE RIOS (A)	1628	896	0,91	2	C	1,20	0,095	0,085	214,90
2014	ENTRE RIOS (B)	892,3	300	1,49	2	C	1,20	0,075	0,065	179,89
2012	PEDRO DE VALDIVIA	1764	808	1,09	3	III	1,20	-	-	529,20
2010	TIERRAS BLANCAS (A)	2082,3	994	1,05	3	II	1,25	0,067	0,064	312,30
2010	TIERRAS BLANCAS (B)	1388	818	0,84	3	II	1,25	0,06	0,07	312,3
2012	LA LIGUA (A)	1368,1	436	1,57	3	C	1,25	0,105	0,061	395,04
2012	LA LIGUA (B)	896,6	352	1,27	3	C	1,25	0,105	0,061	258,89
2012	LA LIGUA (C)	1050,2	362	1,45	3	C	1,25	0,105	0,061	303,25

Los parámetros utilizados corresponden a:

- Zona sísmica establecida en la NCh 433 Of. 96 mod 2009 [8].
- Tipo de suelo según Decreto Supremo DS 61 [30] y NCh 2369 Of. 2003 [9].
- Coeficiente de importancia I = 1,20, según NCh 433 Of. 96 mod 2009 [8] y coeficiente de importancia I = 1,25 según bases de diseño del Ministerio de Salud [7].
- El corte máximo se obtuvo utilizando la NCh 433 Of. 96 mod 2009 [8] y DS 61 [30].
- Tx (s) y Ty (s) corresponden a los períodos fundamentales para las direcciones de análisis correspondientes.

De acuerdo a la bibliografía señalada, se observa que los períodos de las estructuras definidas como Cefam, se encuentran en el rango de 0,05 – 0,12 [s] los cuales indican que son estructuras rígidas.

De igual manera, se observa que el diseño sísmico de las estructuras, al tener períodos bajos, quedan controladas por el corte máximo de diseño.

## 2.2 Caso de estudio definido

Con la información recopilada en el capítulo 2.1 se eligió la geometría, ubicaciones de muros y columnas del caso de estudio, que corresponde a una planta en forma de L, el cual será sometido a los distintos análisis propuestos.

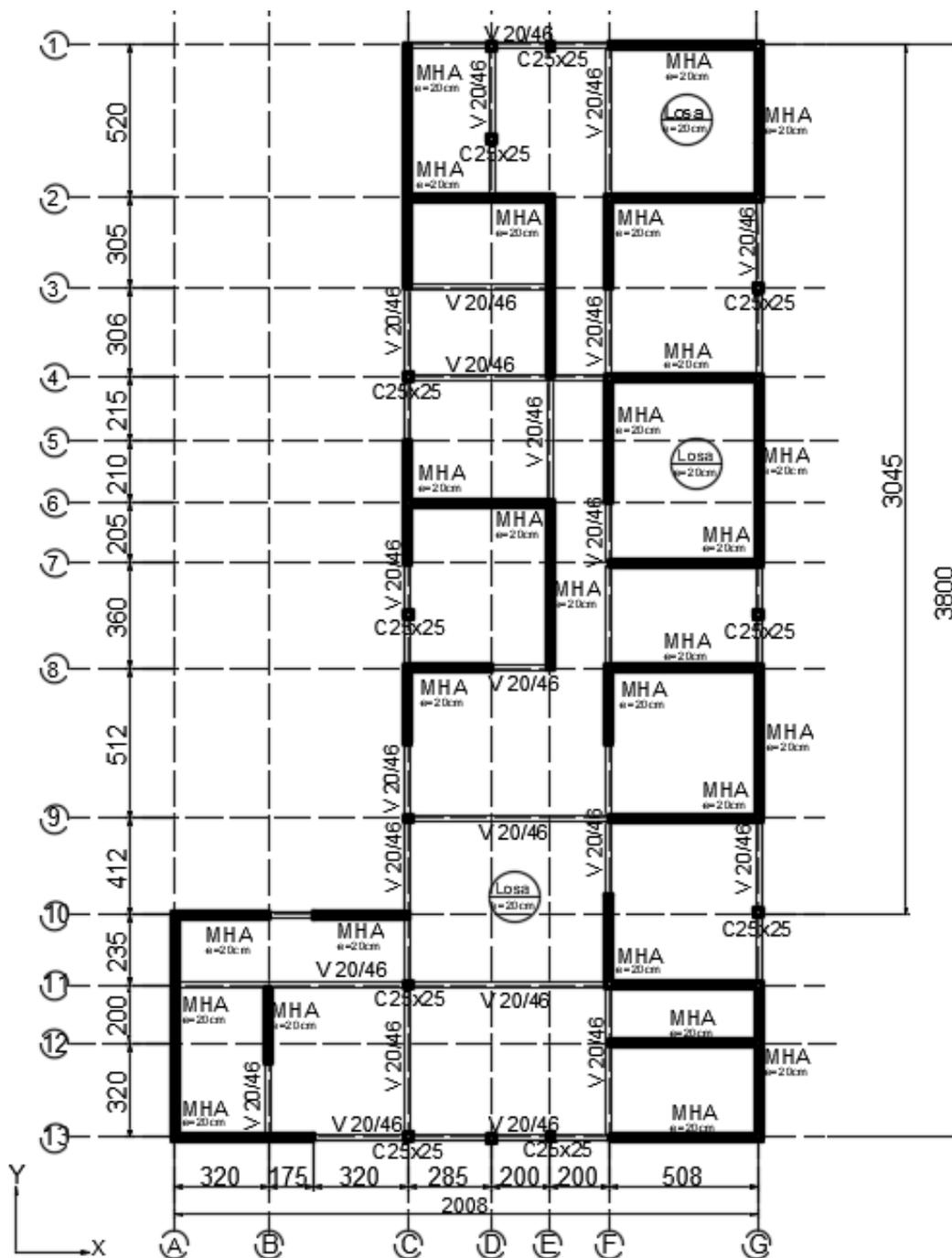


Figura 2.3 - Planta de edificio caso de estudio (distancias en cm.) (Fuente: Propia)

En la figura 2.3 se muestra la planta de la estructura, la cual tiene una longitud total de 38 metros en eje Y, y de 20 metros en eje X, la disposición de muros y columnas son iguales para ambos pisos.

En la tabla 2.2 se muestran las densidades de los muros para cada dirección de análisis, según la designación de muros mostrada en planta en la figura 2.3.

Tabla 2.2 - Muros de edificio del caso de estudio.

	Eje X	Eje Y
Área Muros (m <sup>2</sup> )	13.884	14.18
Área Planta (m <sup>2</sup> )	520	520
Densidad Muros	0.027	0.027

Se utilizan columnas de hormigón armado de dimensiones 25x25 (cm)

El área de superficie construida por cada piso corresponde a 520 (m<sup>2</sup>)

La altura del primer piso corresponde a los 3,23 [m] y altura de techo de 6,16 [m]. El período fundamental de este edificio corresponde a  $T_x = 0,041$  (s) para la dirección X, y un período de  $T_y = 0.040$  (s) para la dirección Y, valor similar a los recopilados en la tabla 2.1.

La modelación de la estructura se desarrolló en el programa ETABS v15.0.0 [18] , En la figura 2.4, se muestra el modelo de análisis.

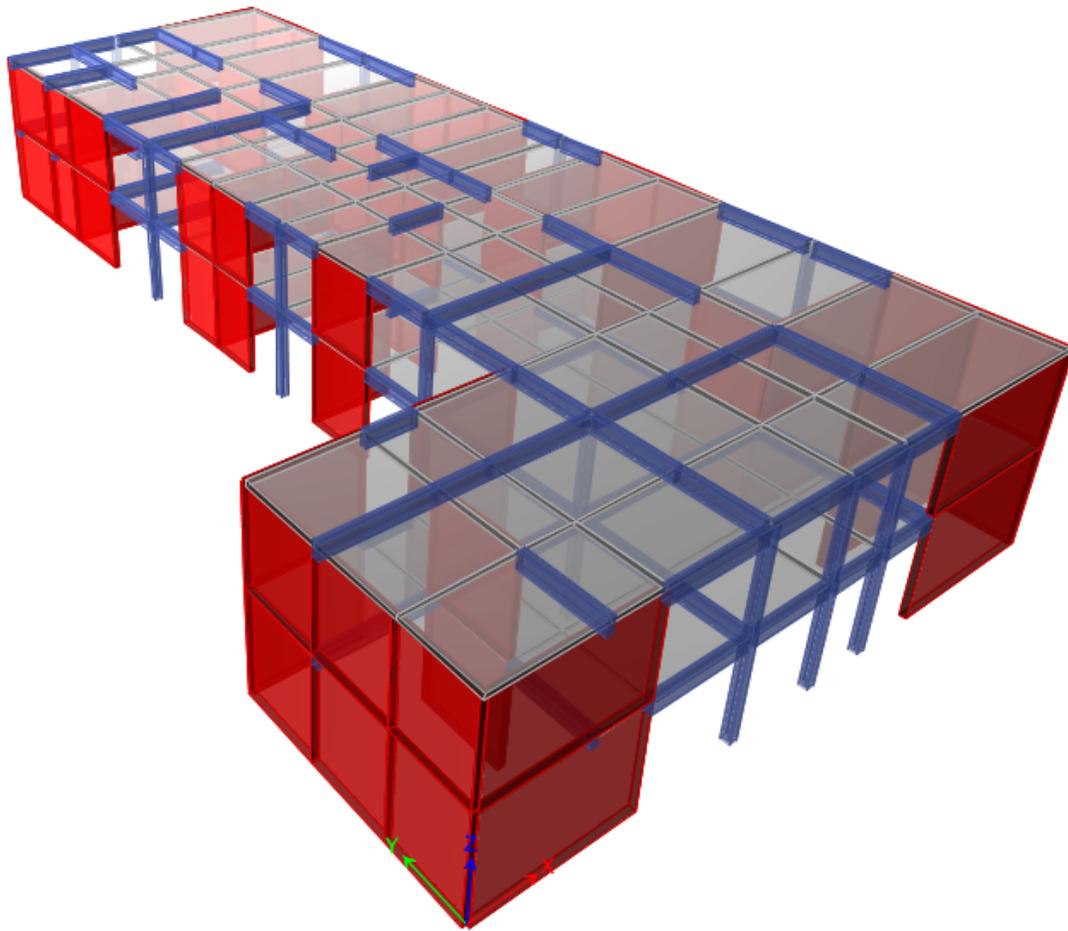


Figura 2.4 - Modelo ETABS Cesfam tipo L (Fuente: Propia)

Este modelo corresponde a un edificio de 2 pisos, con plantas iguales en ambos pisos, muros de hormigón armado de un espesor de 20 [cm], vigas de 20x40 [cm], y pilares de 25x25 [cm].

Se consideran losas de espesor 20 [cm] en ambos pisos, lo cual es consistente con los datos de Cesfam obtenidos, los muros se modelaron como elemento tipo shell y la losa se considera como elemento tipo membrana, la cual actúa como un diafragma rígido.

Para el diseño se considera que la estructura se encuentra ubicada en zona sísmica 3, y en suelo tipo D, según NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

Se considera en el diseño hormigón G-25 y acero de refuerzo A630-420H.

El peso sísmico para el piso 1 corresponde a 477,54 (tonf), mientras que para el piso 2 corresponde a 334,5 (tonf), lo que da como peso sísmico total de la estructura de 812,04 (tonf).

## CAPÍTULO III

### 3 Análisis y Diseño Sísmico del Caso de Estudio

Como se establece en el capítulo 1, en la actualidad, existen 2 alternativas de análisis para el caso de estudio, la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] y las bases de diseño del Ministerio de Salud [7].

En este capítulo se realiza un análisis comparativo entre las alternativas y se determina la necesidad de evaluar ambos diseños.

Según los datos obtenidos en el punto 2.1, se observa que las estructuras poseen periodos bajos  $T < 0.2$  [2], con una alta densidad de muros, lo que se traduce en edificaciones rígidas las cuales generalmente quedan controladas por el corte máximo de diseño, según se indica en la tabla 2.1.

El análisis se realiza utilizando zona sísmica 3, y un suelo tipo D.

A continuación se describen los parámetros utilizados en los análisis para las alternativas descritas:

#### 3.1 Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] para el caso de estudio:

El coeficiente sísmico máximo se define según la ecuación 3.1

$$C_{m\acute{a}x} = 0.35 \cdot S \cdot \frac{A_0}{g} \quad (3.1)$$

Donde:

S : Factor que depende del tipo de suelo, según norma NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]

$A_0$  : Aceleración del suelo definido según la zona sísmica (I, II, III)

$g$  : Aceleración de gravedad.

-Espectro de diseño

$$S_a = \frac{IA_0 \cdot \alpha}{R^*} \quad (3.2)$$

Donde:

$I$  : Factor de importancia según categoría de uso.

El factor de amplificación  $\alpha$  se determina para cada modo de acuerdo a la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (3.3)$$

$T_n$  : Período de vibración de la estructura

$T_0, p$  : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación

El Factor de reducción  $R^*$  se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3.4)$$

En que:

$T^*$  : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

$R_0$  : Factor de modificación de la respuesta. Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuración y materiales empleados.

### 3.2 Bases de diseño del Ministerio de Salud [7] para el caso de estudio:

Coeficiente sísmico máximo

$$C_{m\acute{a}x} = 0.50 \cdot S \cdot \frac{A_0}{g} \quad (3.5)$$

-Espectro de diseno descrito en la norma chilena NCh 2369 Of. 2003 [9]

$$S_{\alpha} = I \cdot 2,75 \cdot \frac{A_0 / g}{R} \cdot \left[ \frac{T'}{T} \right]^n \quad (3.6)$$

Donde:

$I$  : Depende de la categoría del edificio, según su uso y riesgo de falla.

$T$  : Período de vibración del modo considerado;

$T', n$  : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación

$R$  : Factor de modificación de la respuesta.

### 3.3 Comparación de los métodos de análisis para el caso de estudio

Según el caso de estudio descrito en el acápite 2.2, los periodos fundamentales son de  $T=0,041$  [s] en dirección X, y  $T=0,040$  [s] en dirección Y.

Al graficar los espectros utilizados por ambas normas, con los parámetros establecidos en la tabla 3.1 descritos en el punto 3.1 y 3.2 respectivamente.

Tabla 3.1 - Parámetros para definir el espectro sísmico y el coeficiente sísmico máximo para las alternativas de diseño del caso de estudio (Suelo Tipo D, Zona sísmica 3)

NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]		Bases de Diseño Ministerio de Salud [7]	
I	1.2	I	1.25
$A_0$	0.4	$A_0$	0.4
S	1.2	S	1.2
$T_n$	0.041	T	0.041
$T_0$	0.85	$T'$	0.85
$\rho$	1	n	1.8
R	7	R	5
$R_0$	11	-	-
$C_{m\acute{a}x}$	0.168	$C_{m\acute{a}x}$	0.240

Se determina que el coeficiente máximo propuesto por el Ministerio de Salud es aproximadamente 1.4 veces el coeficiente máximo de la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]

Por lo tanto, se realiza un gráfico comparativo de ambos espectros de diseño, con sus correspondientes factores de reducción, que se utilizan para el diseño, tal como se muestra en la figura 3.1

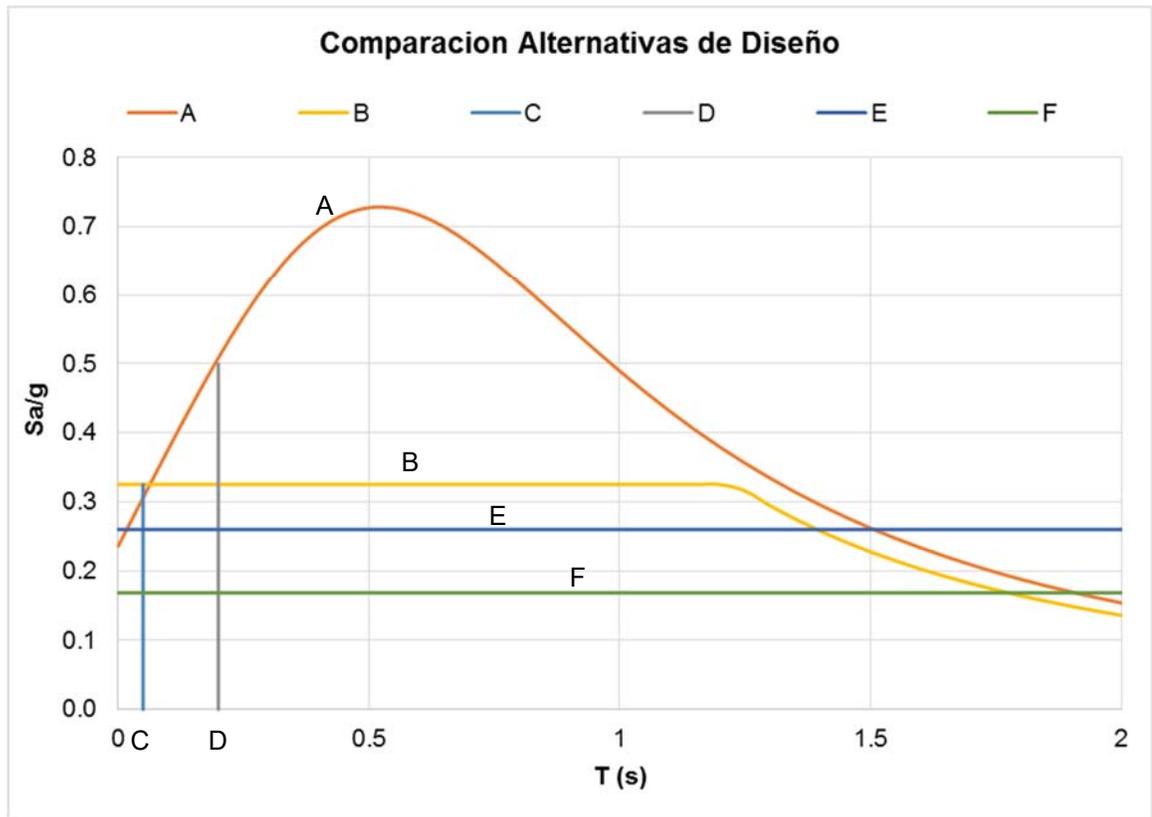


Figura 3.1 - Comparación de espectros, períodos fundamentales y coeficientes sísmicos máximos.

Donde:

A = Espectro reducido (R=7) según NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]

B = Espectro reducido (R=5) propuesto por el Ministerio de Salud de la NCh 2369 of 2003 [9]

C = Límite mínimo de períodos para Cesfam según tabla 2.1

D = Límite máximo de períodos para Cesfam según tabla 2.1

E = Coeficiente sísmico máximo según Bases del Ministerio de Salud [7]

F = Coeficiente sísmico máximo según NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]

De la figura 3.1 se observa que, independiente del espectro de diseño utilizado, la estructura queda controlada por el coeficiente sísmico máximo, y como se define anteriormente el incremento en las fuerzas laterales entre una alternativa u otra es de un 40%.

Por lo tanto, se determina que el uso de la NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] para evaluar el desempeño de la estructura, representa la condición más desfavorable para esta, por lo tanto el diseño y posterior evaluación se realizan considerando dicha norma.

### 3.4 Análisis sísmico y diseño de elementos estructurales

#### 3.4.1 Cargas de diseño y combinaciones de carga.

Es importante definir las solicitaciones que afectan a la estructura sismo resistente según la normativa correspondiente. Las solicitaciones actuantes en el edificio, deben combinarse según lo establecido en la norma chilena NCh3171 of 2010 [31]. En este trabajo se utilizan las combinaciones de carga del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) especificadas en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 - Factores para combinaciones de cargas de servicio

Combinaciones de carga	D	SC	SCT	E
U1	1,4	-	-	-
U2	1,2	1,6	0,5	-
U3	1,2	1,0	1,6	-
SXU1	1,2	1,0		1,4
SXU2	1,2	1,0	-	-1,4
SXU3	0,9	-	-	1,4
SXU4	0,9	-	-	-1,4
SYU1	1,2	1,0	-	1,4
SYU2	1,2	1,0	-	-1,4
SYU3	0,9	-	-	1,4
SYU4	0,9	-	-	-1,4

Donde:

D = Peso Propio de la estructura.

SC = sobrecarga de uso igual a 400 kg/m<sup>2</sup>, según NCh 1537 of 2009 [32]

SCT = Sobrecarga de techo igual a 100 kg/m<sup>2</sup>, según NCh 1537 of 2009 [32]

E = Carga Sísmica según NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]

U = Combinaciones de cargas permanentes o de uso.

SX = Combinaciones con cargas eventuales en dirección X

SY = Combinaciones con cargas eventuales en dirección Y

### 3.5 Análisis sísmico del caso de estudio

Como se define en el acápite 3.3 se utilizará la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] para realizar el análisis sísmico.

Los parámetros utilizados quedan definidos en la tabla 3.1, y se utiliza la metodología descrita en el capítulo 3.1 del presente documento.

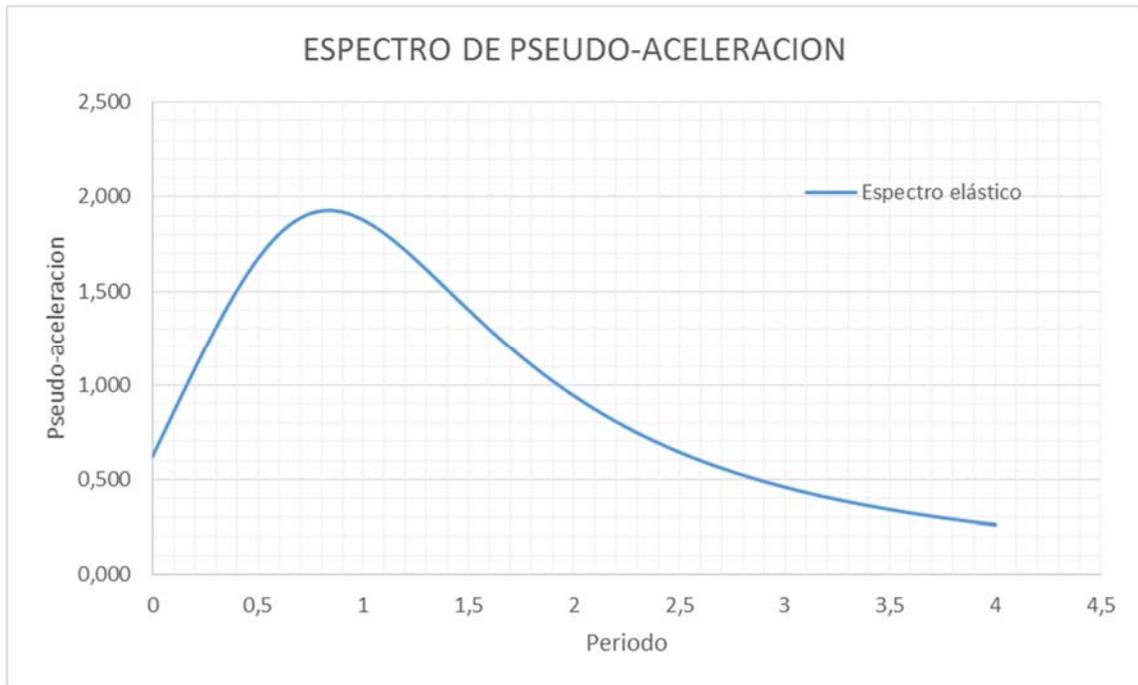


Figura 3.2 - Espectro Elástico de Pseudo Aceleración según NCh 433 Of 96 mod 2012 [6]

#### 3.5.1 Limitación del corte basal

Según lo estipulado en la NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] el corte basal de diseño se obtiene a partir del corte basal elástico, dividiéndolo por un factor de reducción  $R^*$  calculado según ecuación 3.4.

En la tabla 3.3 se establecen los valores de peso sísmico, período fundamental y corte elástico

Tabla 3.3 - Períodos fundamentales y corte basal elástico.

Eje	Peso Sísmico (tonf)	Modo	Período fundamental [s]	$R^*$	Corte elástico Reducido(ton)
x	812,04	1	0,041	1,521	342,61
y	812,04	2	0,040	1,509	342,31

Adicionalmente, la norma establece que el corte basal de diseño, no debe ser inferior a un valor mínimo, y no debe exceder un valor máximo, los cuales están establecido en las siguientes ecuaciones:

$$Q_{\max} = \frac{0,35 \cdot A_0 \cdot I \cdot P}{g} \quad (3.7)$$

$$Q_{\min} = \frac{S \cdot A_0 \cdot I \cdot P}{6 \cdot g} \quad (3.8)$$

Donde:

P : Peso sísmico de la estructura.  
g : Aceleración de gravedad

En la tabla 3.4 se establece el corte máximo y mínimo según las ecuaciones 3.7 y 3.8

Tabla 3.4 - Corte máximo y mínimo.

Corte	Ton
Mínimo	77,96
Máximo	163,71

### 3.5.2 Espectro de desplazamiento

Según la NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] el espectro elástico de desplazamiento, utilizado para estimar el desplazamiento lateral del techo queda definido según la fórmula:

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (3.9)$$

Donde:

S<sub>de</sub> : Espectro elástico de desplazamiento.  
C<sub>d</sub>\* : Factor que depende del período de la estructura y tipo de suelo, según tabla 3.5

Tabla 3.5 - Valor de C<sub>d</sub>\* según tipo de suelo y período (fuente: [6])

Tipo de suelo	C <sub>d</sub> *	Rango períodos
D	1.0	T <sub>n</sub> < 0.90 seg
	1.1 T <sub>n</sub>	0.90 seg < T <sub>n</sub> < 1.75 seg
	1.93	1.75 < T <sub>n</sub> < 5.0 seg

### 3.5.3 Deformaciones sísmicas

#### 3.5.3.1 Desplazamientos de diseño a nivel de techo

El artículo 5.9.5 de [6] establece que para el diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo  $\delta_u$ , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$  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:

$$\delta_u = 1,3 \cdot S_{de} \cdot T_{ag} \quad (3.10)$$

En que  $T_{ag}$  es el período del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia de la armadura de refuerzo y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez inicial elástica.

Si el período ha sido calculado sin las consideraciones anteriores, el período del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces el calculado sin considerar estos efectos.

$$T_{ag} = 1,5 \cdot T_n \quad (3.11)$$

Utilizando las ecuaciones 3.9, 3.10 y 3.11 se obtienen los desplazamientos de la estructura, los cuales se muestran en la tabla 3.6

Tabla 3.6 - Desplazamientos (fuente: propia)

Dirección	Tn (seg)	Sde (cm)	$\delta_u$ (cm)
X	0.041	0.0208	0.0017
Y	0.040	0.0197	0.0015

En la figura 3.3 se muestra el espectro elástico de desplazamiento según ecuación 3.9, y en la tabla 3.6 se establecen los desplazamientos máximos de la estructura analizada.

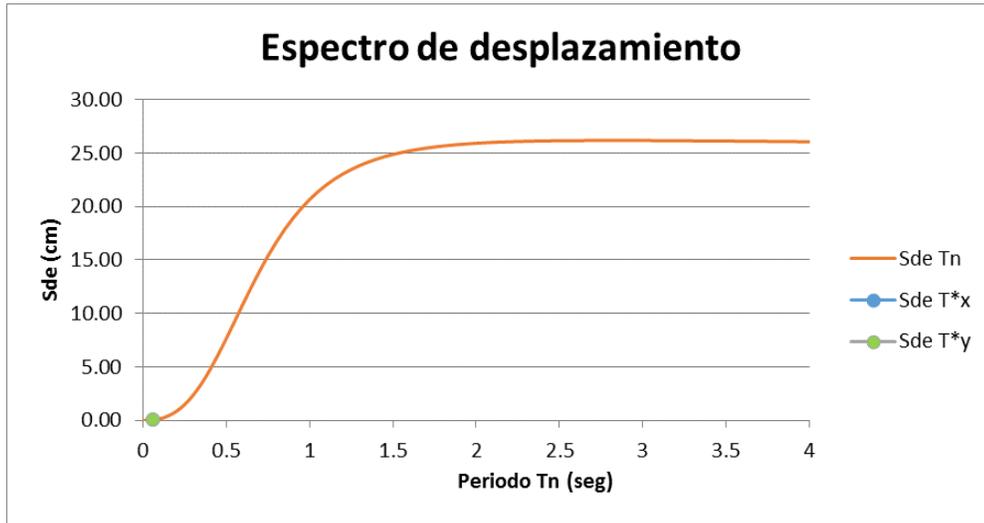


Figura 3.3 - Espectro de desplazamiento según ecuación 3.9

En la figura 3.4 se muestran los drifts máximos de la estructura analizada.

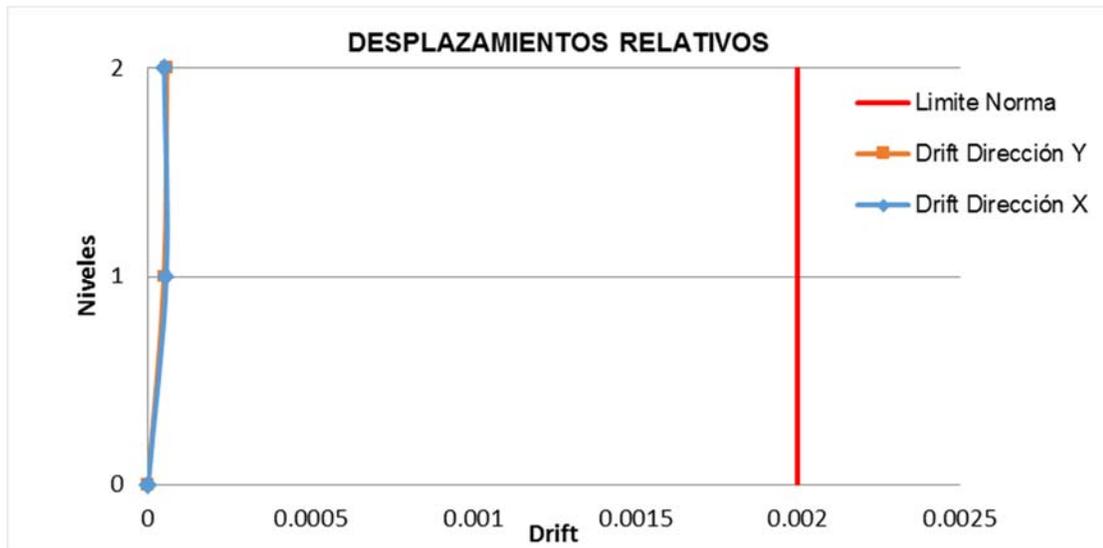


Figura 3.4 - Drift máximos de la estructura vs Limite de Norma [6]

Se observa que los desplazamientos para este tipo de estructura son bajos, por lo tanto no se considera como un parámetro relevante el evaluar los desplazamientos sísmicos.

## 3.6 Diseño de elementos estructurales

### 3.6.1 Muros de hormigón armado

El sistema estructural está compuesto de muros de hormigón armado y a cada elemento se le asignó un nombre como se muestra en la figura 3.5.

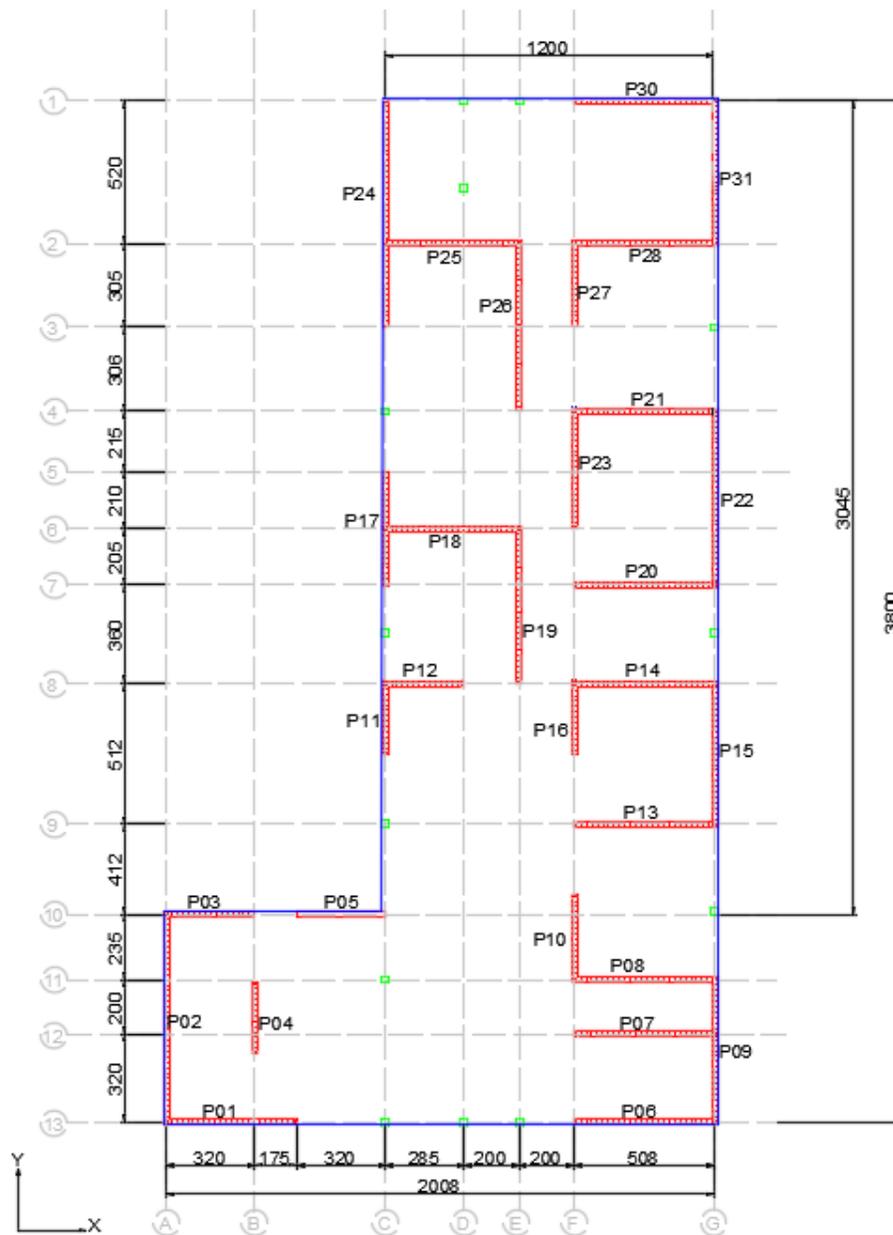


Figura 3.5 - Planta de estructuras (muros de hormigón armado)

Se analizaron y diseñaron los muros y el resultado se encuentra resumido en la tabla 3.7, que establece la armadura de refuerzo de los muros, en vertical, horizontal y borde. Los muros tienen solicitaciones principalmente a cortante, a flexión son bajas en comparación a su resistencia, esto se observa en anexo 1, donde se muestran los diagramas de interacción para cada uno de los muros.

Tabla 3.7 - Armadura de refuerzo en muros

Denominación	Vertical	Horizontal	Borde
P01	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P02	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P03	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P04	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P05	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P06	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P07	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P08	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P09	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P10	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P11	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P12	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P13	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P14	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P15	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P16	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P17	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P18	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P19	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P20	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P21	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P22	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P23	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P24	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P25	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P26	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P27	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P28	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P30	8Ø20	8Ø20	2Ø10
P31	8Ø20	8Ø20	2Ø10

La figura 3.6 muestra un esquema de distribución de armaduras en los muros.

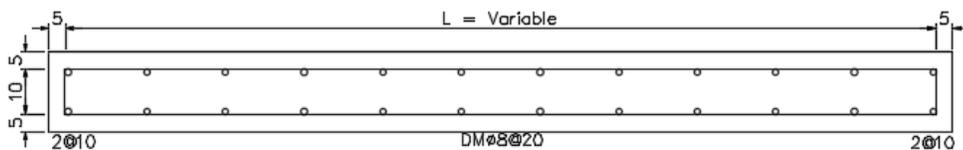


Figura 3.6 - Esquema de distribución de armaduras en muros.

### 3.6.2 Vigas de hormigón armado

Se realiza el diseño de las vigas mostradas en la figura 3.7, para ambos pisos según el código de diseño ACI 318-2014 [33].

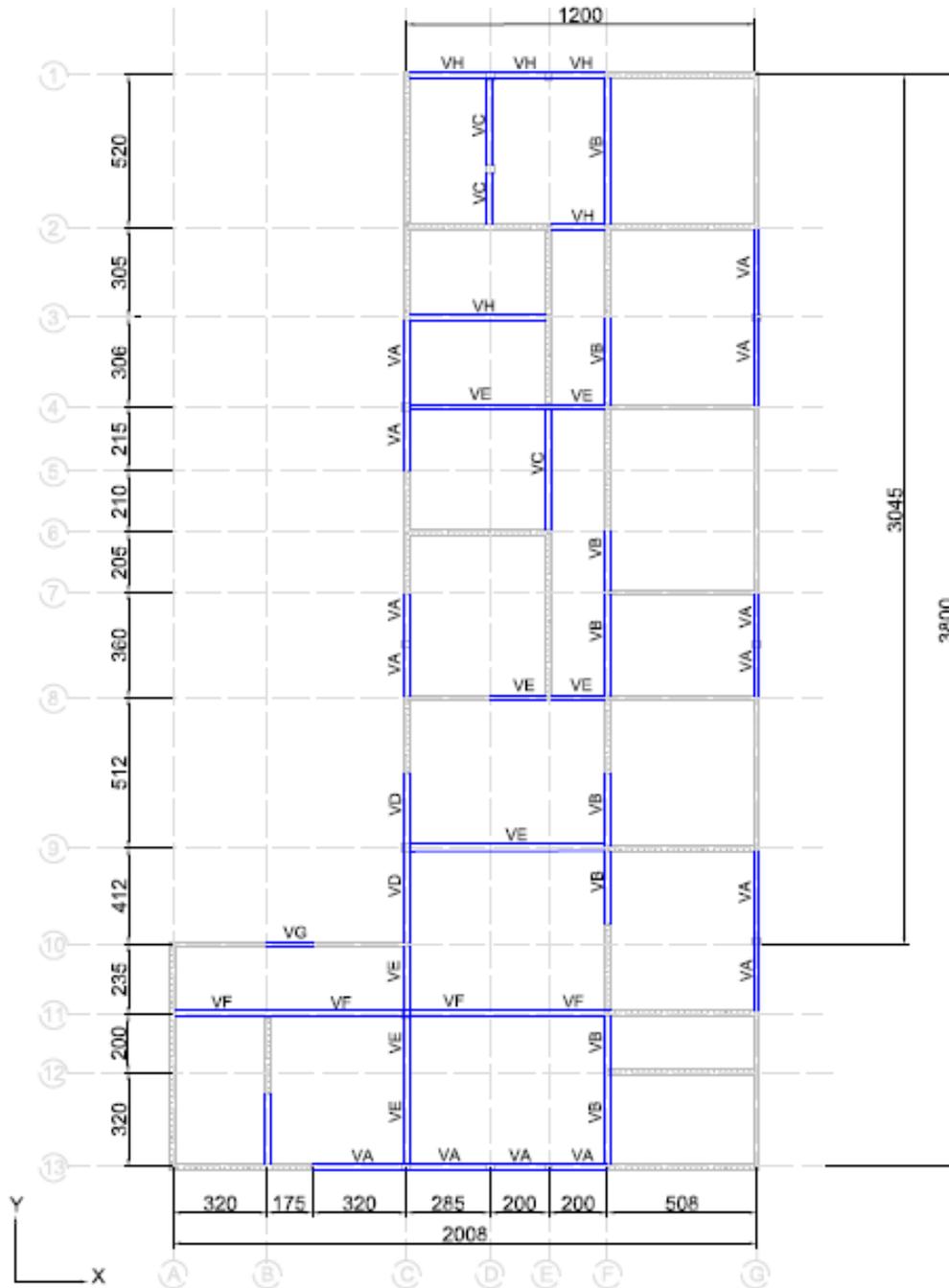


Figura 3.7 - Ubicación de vigas.

En la tabla 3.8 se muestran las áreas de armadura superior, inferior, corte y torsión requeridas (Req) y suministradas (Sum) en milímetros cuadrados. Se considera recubrimiento de 30 mm para la armadura principal.

Tabla 3.8 - Armadura requerida y suministrada según demanda.

Denominación	Eje	Armadura Superior		Armadura Inferior		Corte + Torsión	
		As Req (mm <sup>2</sup> )	As Sum (mm <sup>2</sup> )	As Req (mm <sup>2</sup> )	As Sum (mm <sup>2</sup> )	As Req (mm <sup>2</sup> )	As Sum (mm <sup>2</sup> )
VA	G-13-10-C(1-8)	133.01	157.08	75.33	157.08	0.315	0.670
VB	F-1-2-3-7-8-9	329.86	339.3	265.56	339.3	0.491	0.670
VC	E - D	206.81	226.19	143.02	226.19	0.167	0.670
VD	C (8-10)	233.61	235.62	100.37	157.08	0.539	0.670
VE	11	710.65	763.4	366.00	402.12	0.291	0.670

En la figura 3.9 se muestra un esquema con el detalle de armaduras de refuerzo en las vigas de hormigón armado según el tipo definido en la tabla 3.8.

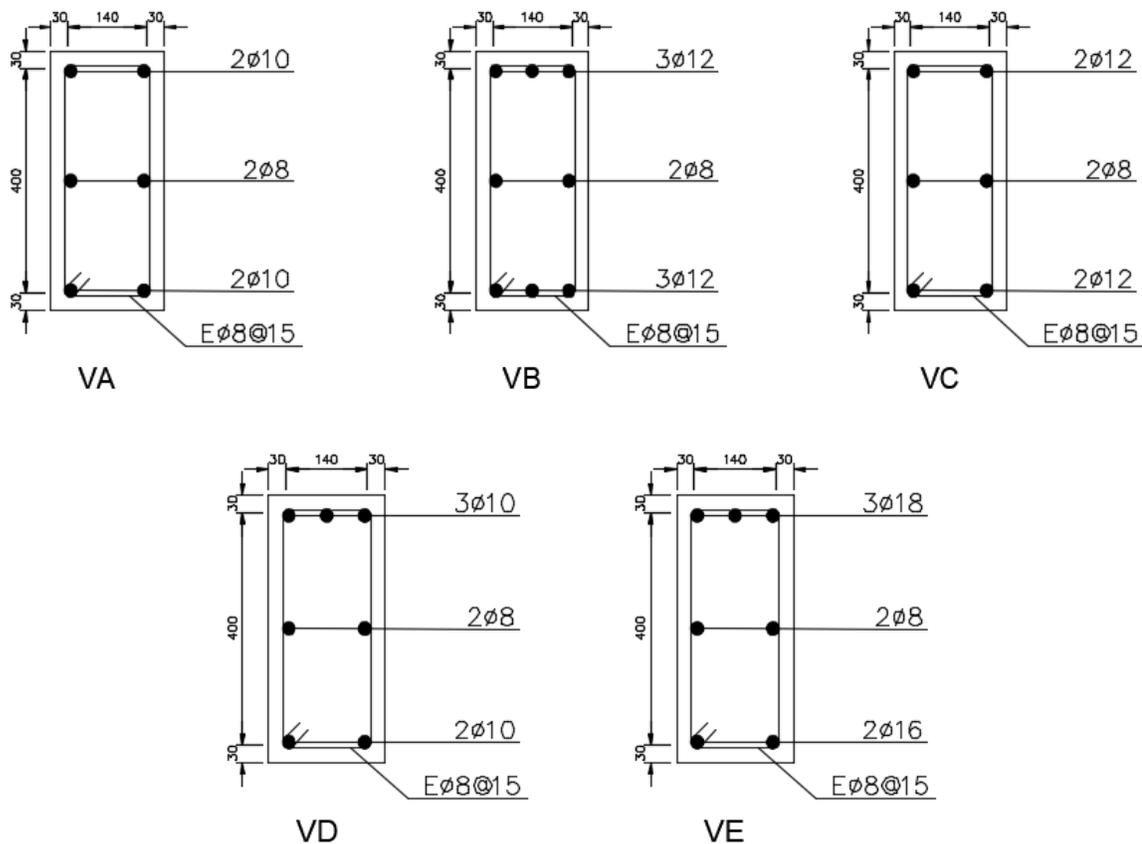


Figura 3.8 - Detalle de armaduras en vigas

### 3.6.3 Columnas de hormigón armado

Se diseñan las columnas de hormigón armado, según las combinaciones de carga descritas en el acápite 3.4.1.

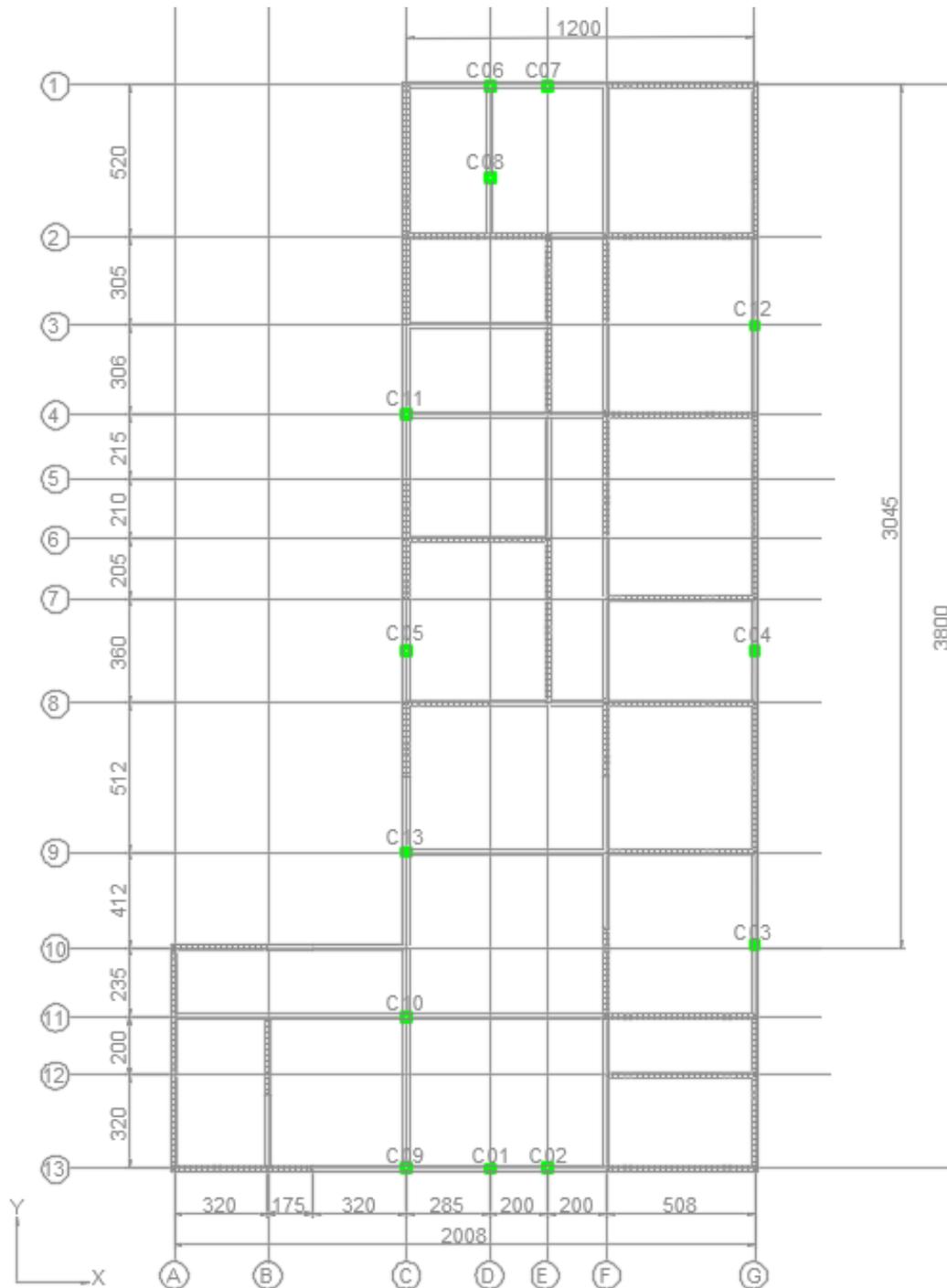


Figura 3.9 - Ubicación de columnas según denominación

En la tabla 3.9 se muestra la armadura de refuerzo longitudinal y transversal en columnas de hormigón armado, en la figura 3.10 se muestran los esquemas con la distribución de armadura.

Tabla 3.9 - Armadura de refuerzo en columnas

Denominación	Dimensiones	Tipo	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal
C01	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C02	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C03	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C04	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C05	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C06	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C07	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C08	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C09	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C10	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C11	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C12	25x25	CA	4Ø12	EØ8@10
C13	25x25	CB	4Ø16	EØ8@10

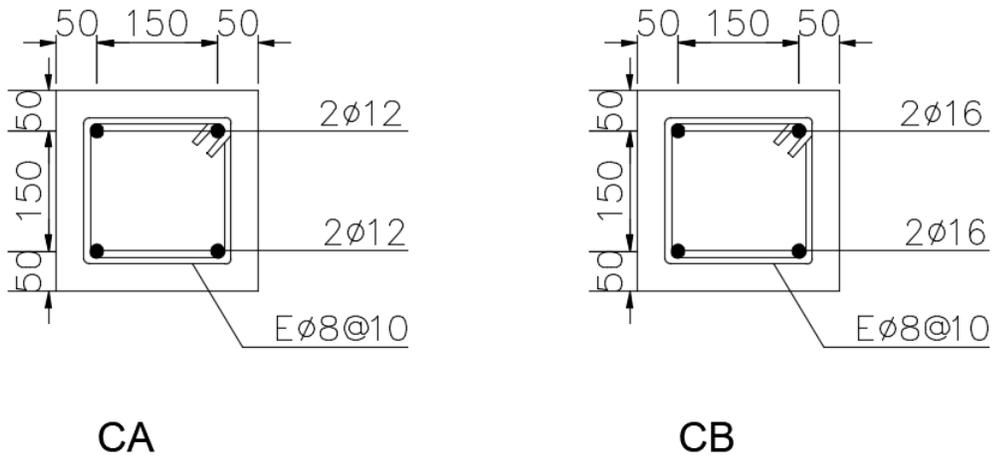


Figura 3.10 - Detalle refuerzo en columnas (CA izquierda – CB derecha)

Diagrama de interacción de columnas:

La figura 3.11, y figura 3.12 se muestran los diagramas de interacción de las columnas CA y CB.

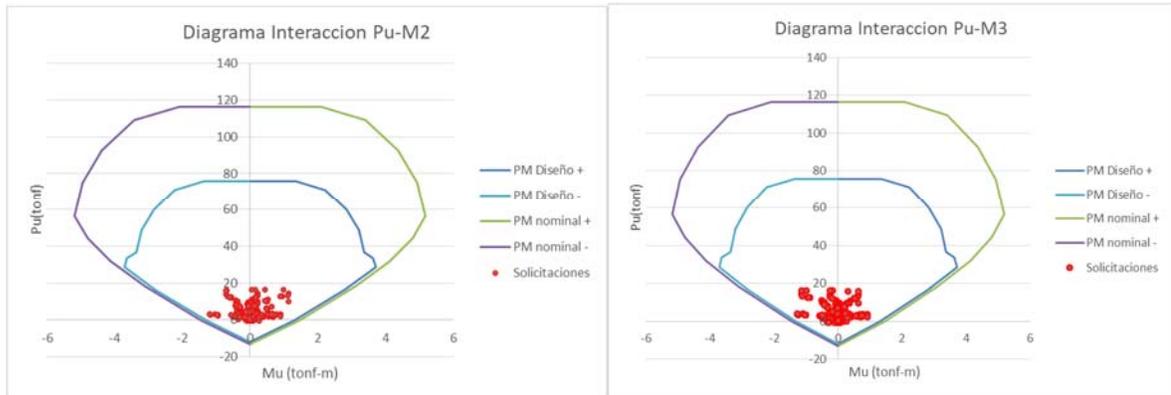


Figura 3.11 - Diagrama interacción columnas CA

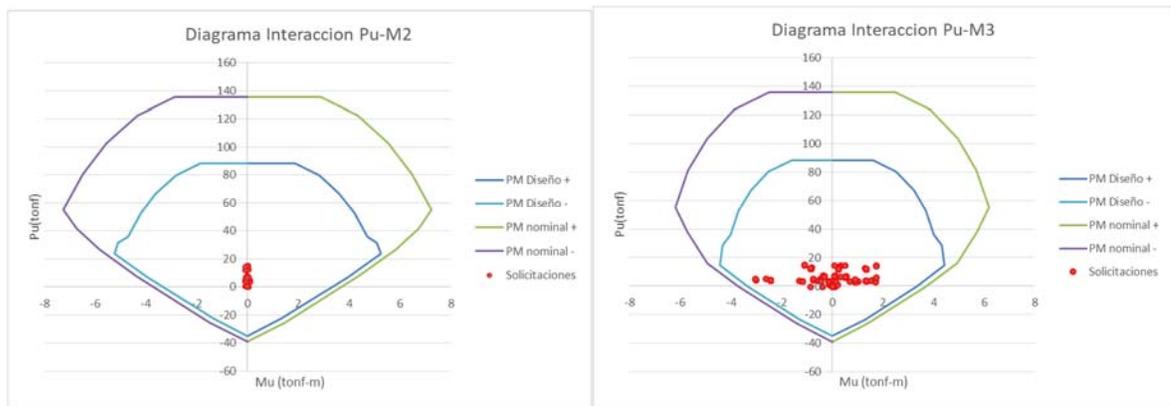


Figura 3.12 - Diagrama de interacción de columnas CB

# CAPÍTULO IV

## 4 Análisis No Lineal

En este capítulo se analizará la estructura mediante un análisis incremental pushover para determinar la capacidad del edificio ante solicitaciones estáticas y un análisis dinámico tiempo-historia, ambos análisis se realizarán con el software Perform 3D v5.0 [19] con el objetivo de medir la respuesta del edificio incorporando el efecto de la torsión. La información obtenida representa la respuesta de la estructura y lo que se miden son deformaciones, esfuerzos de corte y momento, la respuesta histerética de los elementos estructurales principales (Muros).

Para el análisis se utilizaron los 3 registros de aceleración, Concepción componente L, Viña del Mar componente T y Constitución componente E-W, del terremoto de Maule ocurrido el 27 de febrero del 2010.

### 4.1 Parámetros del modelo

#### 4.1.1 Nodos y elementos

Para realizar el modelo de la estructura en Perform 3D [19] se debe definir la estructura en el programa según sus nodos y elementos en ambas direcciones de análisis.

Para establecer las propiedades de los muros, el programa Peform 3D [19] divide los muros, según cada eje que lo intersecta, según se representa en la figura 4.1, por lo tanto considera un total de 30 Muros (o Piers).

Para definir la capacidad a flexión de los muros, se utilizan las curvas de esfuerzo deformación del hormigón y refuerzo, las que actúan en conjunto mediante un modelo de fibras. Para definir la capacidad a cortante de los muros se define un elemento aparte. Ambos elementos conforman un componente compuesto que representa la capacidad general del muro.

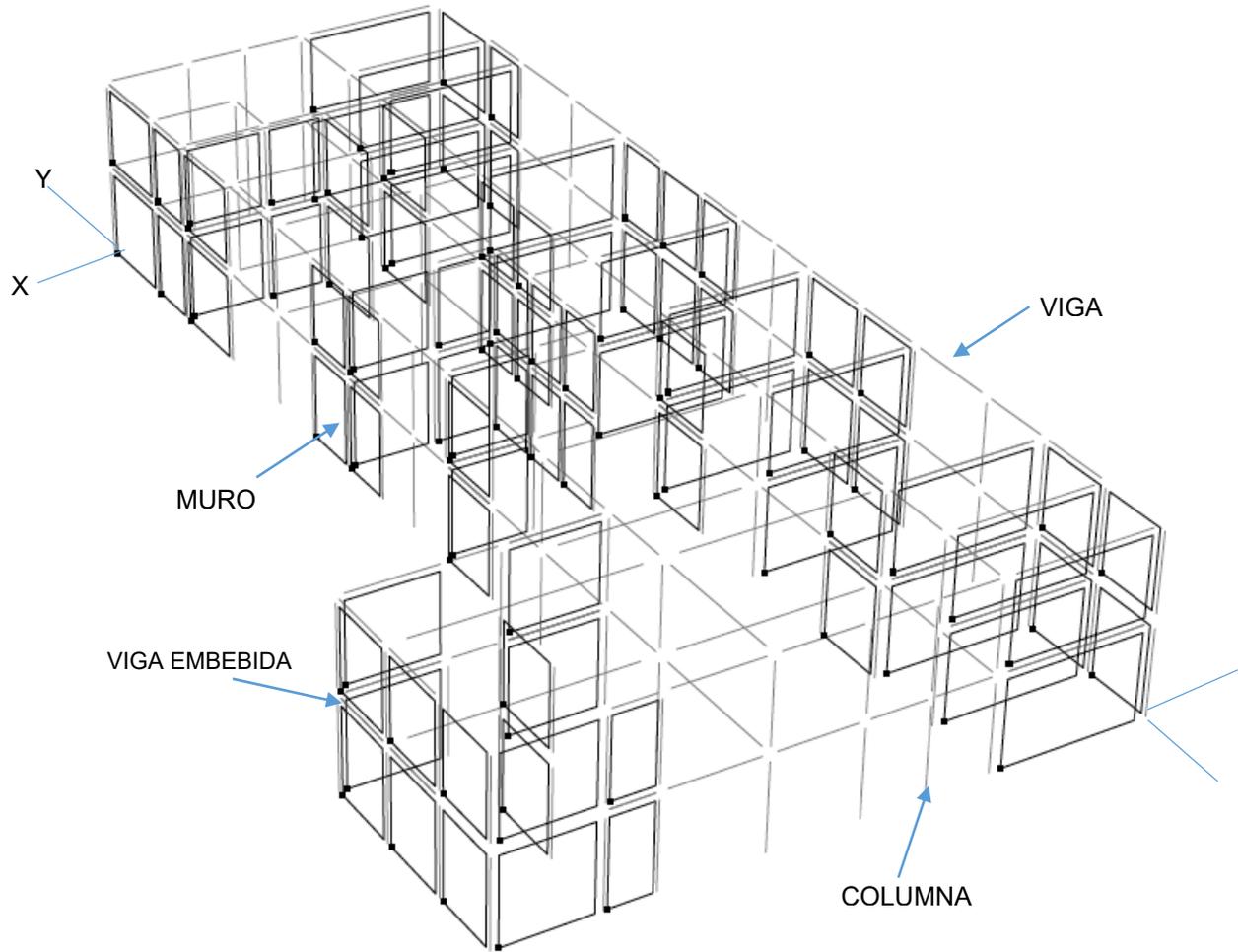


Figura 4.1 - Nodos y elementos de la estructura analizada en Perform 3D (Fuente: Propia)

En la figura 4.1 se muestran los elementos que componen el modelo, se definen los muros, vigas, columnas, y las conexiones entre los elementos estructurales.

Para la correcta transmisión de esfuerzos de las vigas a los muros, se define un elemento denominado viga embebida la cual se define en el punto 4.1.4.

Las vigas se definen según la resistencia máxima e incorporan rotulas plásticas según se define en el acápite 4.1.4.

Para el caso de las columnas se ingresan los diagramas de interacción obtenidos del diseño de elementos en el capítulo 3.

No se incorpora la losa en el modelo, para agregar las cargas gravitacionales, estas se definen como cargas nodales en cada uno de los elementos estructurales (muros y columnas), los cuales se obtuvieron del modelo realizado en Etabs V15 [18], de igual manera se incorporan las masas modales y se define un diafragma rígido por piso.

#### 4.1.2 Curvas esfuerzo – deformación elementos

Se utilizaron las curvas de esfuerzo deformación definida por el programa, las que corresponden a:

##### Curva esfuerzo – deformación del refuerzo

La curva esfuerzo-deformación del refuerzo A630-420H que se utiliza en el análisis, corresponde a la curva elasto-plástica idealizada del acero, como se muestra en la figura 4.2, donde se ignora el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación del acero [34]. Con una deformación de fluencia de 0.002 y según ensayos realizados a barras de acero por idiem [35] estas alcanzan una gran deformación pero para efectos de cálculo se considera un 0.1 máximo.

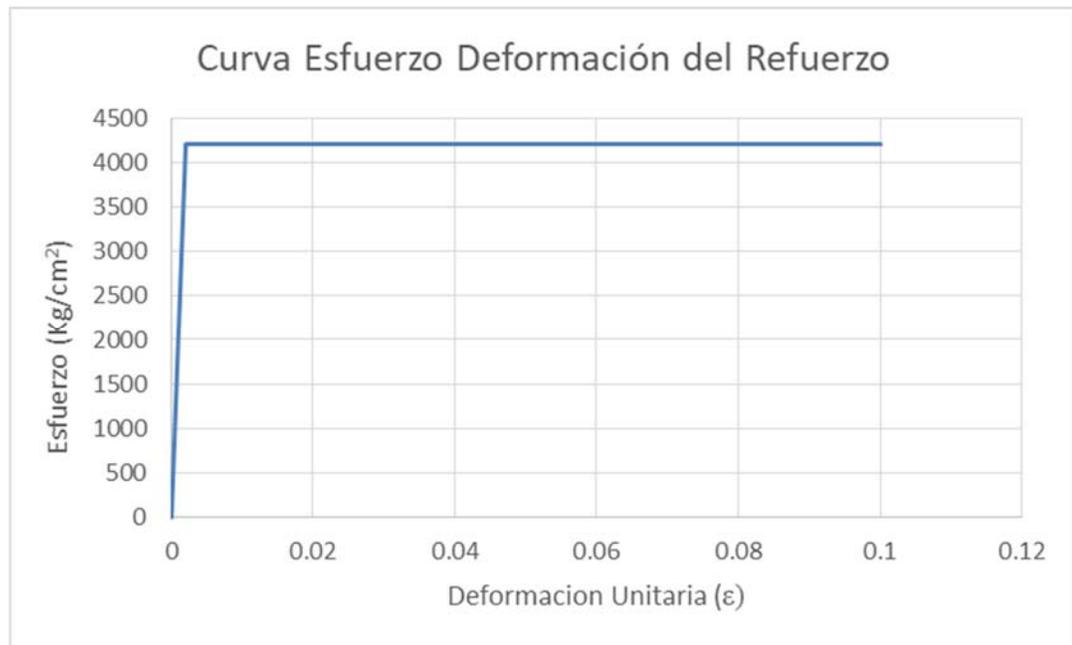


Figura 4.2 - Curva esfuerzo- deformación del refuerzo. (Fuente: Propia)

### Curva esfuerzo- deformación hormigón

El programa Perform 3D [19] utiliza como curvas de deformación, los criterios similares a los establecidos en el FEMA 356 [36].

Esta curva establece distintos puntos de la curva, como el aumento de rigidez producto del endurecimiento del hormigón y la pérdida de rigidez.

En la figura 4.3 se muestran las curvas constitutivas del hormigón determinadas según el FEMA 356 [36] y el software Perform 3D [19].

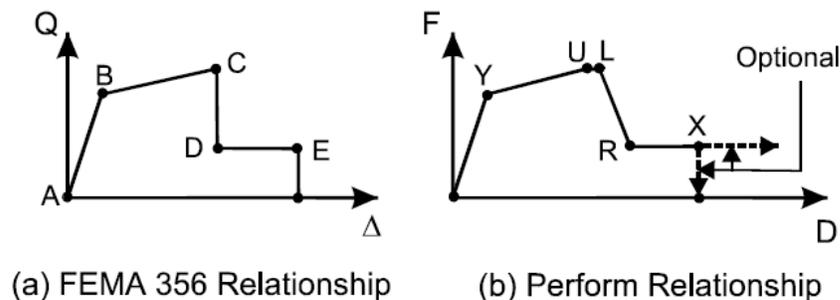


Figura 4.3 - Relación E-D FEMA 356(izquierda), relación E-D Perform 3D (derecha)  
(Fuente: [37])

Para los parámetros de la curva, para un hormigón G-25 se utilizarán los recomendados en el Capítulo 6. Concreto, del FEMA 356 [36] y la tabla 6.18 parámetros de modelación y criterios numéricos aceptables para análisis no-lineales en miembros sometidos a flexión del FEMA 356 [36].

Lo cual se define como una Curva Elasto-Plástica con pérdida de resistencia del hormigón. Los parámetros que se ingresan al programa corresponden a FU, el cual corresponde a la resistencia máxima del hormigón ( $250 \text{ kg/cm}^2$ ) y DX que se define como la deformación máxima del hormigón (0.003).

En la figura 4.4 se muestra la curva esfuerzo deformación del hormigón G-25 ingresada al modelo comparada con la curva de Hognestad [38]. Se observa que para la curva ingresada al programa la resistencia máxima del hormigón se alcanza una deformación unitaria de 0.0012 y comienza a declinar al 0.002 donde coincide con la curva de Hognestad, pero pierde rápidamente su resistencia hasta alcanzar la resistencia residual a una deformación unitaria de 0.003.

Para efectos del modelo, la compresión máxima para los muros se alcanza a una menor deformación, pero considerando que los muros alcanzan su resistencia a cortante antes que a flexión no afecta al resultado. Esto se ve reflejado en el acápite 4.2 y 4.3 donde se observa que la demanda a flexión es muy inferior a la demanda por corte en la estructura.

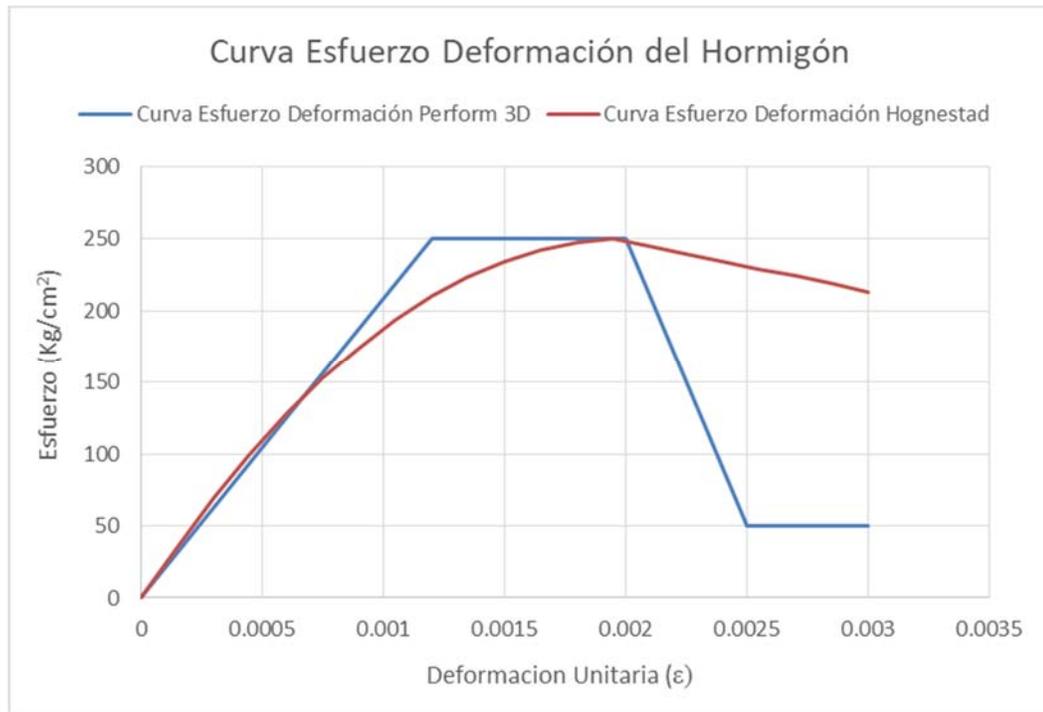


Figura 4.4 - Curva esfuerzo- deformación del hormigón. (Fuente: Propia)

#### **Curva esfuerzo-deformación a cortante**

Para el mismo elemento se define un elemento único, el cual considera el aporte del hormigón y refuerzo que entrega la capacidad a corte.

Dada la relación de altura ( $h_w$ )/ancho ( $l_w$ ) de los muros  $h_w/l_w < 2.5$  (tabla 4.1), estos muros son de una baja relación de aspecto y se espera que estos produzcan una falla por corte, antes que una falla por flexión [20].

Tabla 4.1 - Relación ancho/altura muros

Pier	Espesor	Ancho Muro ( $h_w$ )	Altura Muro ( $l_w$ )	Área Corte	Relación $h_w/l_w$
	m	m	m	m <sup>2</sup>	
P01	0.2	4.75	6.16	0.948	1.297
P02	0.2	7.55	6.16	1.514	0.816
P03	0.2	3.20	6.16	0.640	1.925
P04	0.2	2.60	6.16	0.518	2.369
P05	0.2	3.20	6.16	0.640	1.925
P06	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P07	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P08	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P09	0.2	5.00	6.16	1.006	1.232
P10	0.2	2.55	6.16	0.508	2.416
P11	0.2	2.55	6.16	0.512	2.416

Pier	Espesor	Ancho Muro ( $h_w$ )	Altura Muro ( $l_w$ )	Área Corte	Relación $h_w/l_w$
	m	m	m	m <sup>2</sup>	
P12	0.2	2.85	6.16	0.570	2.161
P13	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P14	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P15	0.2	5.10	6.16	1.024	1.208
P16	0.2	2.60	6.16	0.512	2.369
P17	0.2	4.15	6.16	0.836	1.484
P18	0.2	4.85	6.16	0.970	1.270
P19	0.2	5.60	6.16	1.128	1.100
P20	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P21	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P22	0.2	6.30	6.16	1.264	0.978
P23	0.2	4.25	6.16	0.856	1.449
P24	0.2	8.25	6.16	1.652	0.747
P25	0.2	4.85	6.16	0.970	1.270
P26	0.2	6.10	6.16	1.224	1.010
P27	0.2	3.10	6.16	0.612	1.987
P28	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P30	0.2	5.08	6.16	1.016	1.213
P31	0.2	5.20	6.16	1.040	1.185

Para definir los parámetros de la curva constitutiva, se utiliza la denominada “*Shear Wall Backbone Curve*”, la cual es recomendada para uso en modelos no-lineales según el código ASCE/SEI 41 Concrete Provisions [39] el cual incorpora los valores guías para realizar curvas *backbone* para modelos no lineales, ésta actualización adopta la modificación hecha por Wallace’s [40] la cual incorpora el punto de corte por rigidez agrietada en el punto F, de la figura 4.5 mostrada a continuación, para los muros con una baja relación de aspecto.

Esta curva que se muestra en la figura 4.5, presenta la capacidad normalizada a corte v/s la deformación (desplazamiento en la parte alta del muro). La capacidad nominal a corte ( $V_n$ ) se muestra en los puntos “B” y “C”, los cuales son calculados usando el capítulo 21.9.4 del código ACI 318-08 [33], la cual se define en la ecuación 5.1.

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho \cdot f_y) \leq 2.65 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cv} \quad (4.1)$$

Donde:

$V_n$  = Capacidad nominal a corte.

$A_{cv}$  = Área de corte.

$\alpha_c$  = 0.8 para  $h_w/l_w \leq 1.5$  y 0.53 para  $h_w/l_w \geq 2.0$

$f'_c$  = Resistencia máxima a compresión del hormigón (250 kg/cm<sup>2</sup>).

$\rho$  = Cuantía de refuerzo.

$f_y$  = Resistencia del refuerzo (4200 kg/cm<sup>2</sup>).

La proporción de desplazamiento elástico se muestra en el punto “g”, la proporción de desplazamiento correspondiente al inicio de la degradación de rigidez por corte se muestra en el punto “d”, y la proporción máxima de desplazamiento se muestra en “e”. La proporción de rigidez residual se muestra en el punto “c”.

Las proporciones de desplazamientos son  $g=0.4\%$ ,  $d=1.0\%$  y  $e=2.0\%$ . La proporción de rigidez  $c=0.2$  [39].

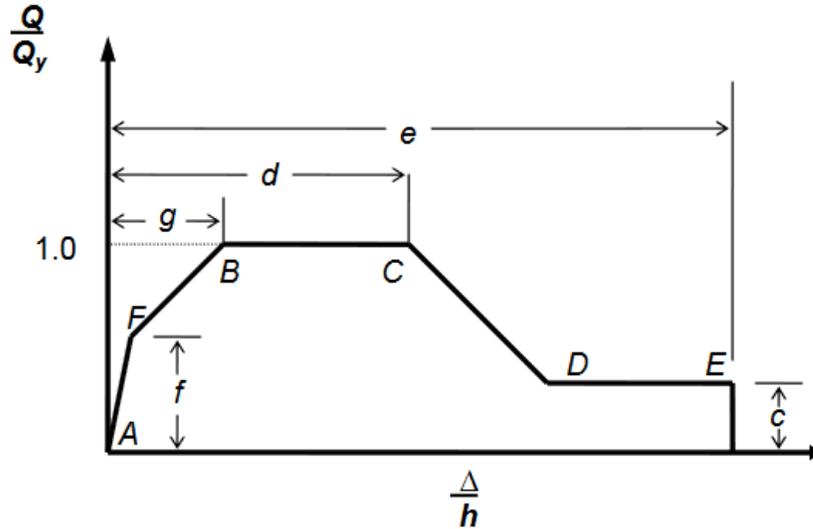


Figura 4.5 - Curva normalizada de esfuerzo - deformación para muros controlados por corte (41).

La capacidad de corte por rigidez agrietada  $V_{cr}$  y el desplazamiento  $y_{cr}$  se calcula mediante las siguientes ecuaciones, las cuales representan el punto F de la curva:

$$V_{cr} = 0,5 \cdot V_n \quad (4.2)$$

$$y_{cr} = \frac{V_{cr}}{0.4 \cdot E \cdot A} \quad (4.3)$$

Donde:

A = Área del muro.

$V_n$  = Capacidad a corte del muro según ecuación 4.1.

E = Modulo de elasticidad del Hormigón.

La ductilidad del muro antes de perder rápidamente su capacidad, se determina según la proporción de desplazamiento del punto C, dividido por el punto B. este valor es igual de 2.5. Esto quiere decir que el muro se puede deformar 2.5 veces su capacidad de deformación elástica antes de perder su capacidad [41]. Con las ecuaciones 4.2, 4.3 y 4.4 se define la curva en la figura 4.6.



Figura 4.6 - Curva normalizada esfuerzo- deformación a corte para  $h_w/l_w \leq 1.5$  (Fuente: Propia)

La curva de Wallace (figura 4.7), incorpora los valores de drift asociados al código ATC-40 [16], los cuales coinciden con los establecidos en el código FEMA 356 [36].

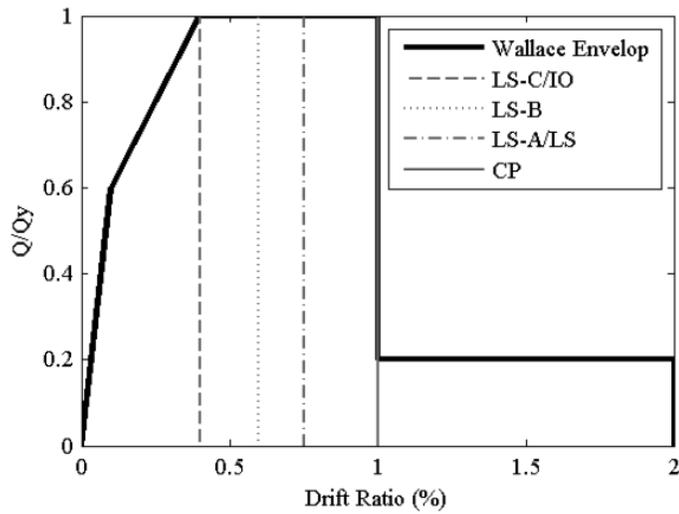


Figura 4.7 - Límites de deformación curva Wallace y criterios ATC-40 (Fuente: [40])

### 4.1.3 Reglas de histéresis

Se debe definir la regla de histéresis utilizada para reproducir el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado para el caso de los muros, vigas y columnas de hormigón armado.

Como regla general la degradación es progresiva. En efecto, un componente que tiene una relación inicial de esfuerzo-deformación, al cual se le aplica al primer ciclo una carga monotónica, no hay degradación, a medida que los ciclos aumentan, la relación esfuerzo-deformación se degrada.

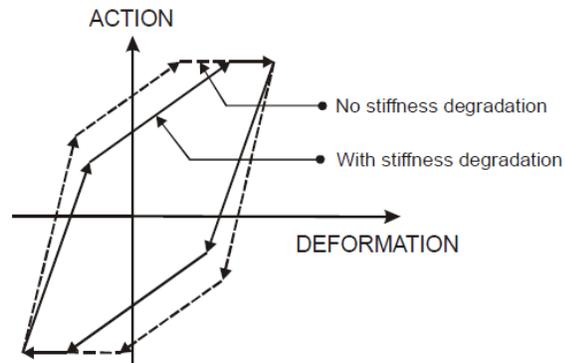


Figura 4.8 - Ciclo histéresis con pérdida de rigidez. (Fuente: [37])

La figura 4.8 muestra el ciclo de histéresis utilizado por el software Perform 3D [19], la carga y descarga considerada con degradación de rigidez mostrada en la figura corresponde al tramo elástico de la curva "Backbone".

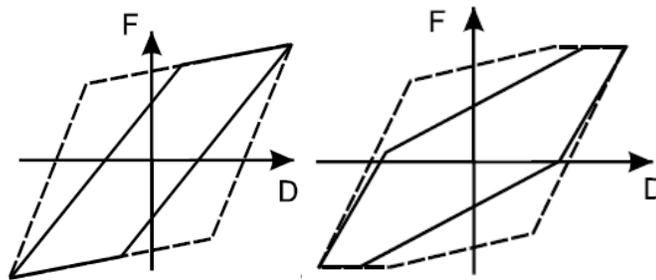


Figura 4.9 - Ciclo de carga y descarga con degradación rigidez inicial y final (Fuente: [37])

En la figura 4.9 se muestra el ciclo de carga y descarga, donde la línea punteada representa el ciclo sin degradación de la rigidez. En la figura de la izquierda se presenta los tramos iniciales de la curva backbone, o la parte elástica del elemento, la figura de la derecha representa los ciclos de carga y descarga en los tramos inelásticos de la curva. Esta regla de histéresis es considerada para los muros del modelo.

Para el caso de las vigas y columnas no se considera dentro de los parámetros la regla de histéresis, dentro del elemento, dado que este se utiliza en las rotulas consideradas tanto para vigas como para columnas, ya que estos elementos son los que disipan energía.

#### 4.1.4 Elementos del modelo

##### 4.1.4.1 Vigas

Para el caso de las vigas, se ingresan las propiedades geométricas y de resistencia de las mismas en el modelo realizado en el programa Perform 3D [19] obtenidas en el capítulo 3.6.2.

En la figura 4.10 se muestra la formación de rotulas plásticas y su relación considerada en el programa Perform 3D [19]. En la figura "a" se muestra la acción y deformación ocurrida en la rótula, y en la figura "b" se muestra el equivalente momento rotación considerada en el modelo.

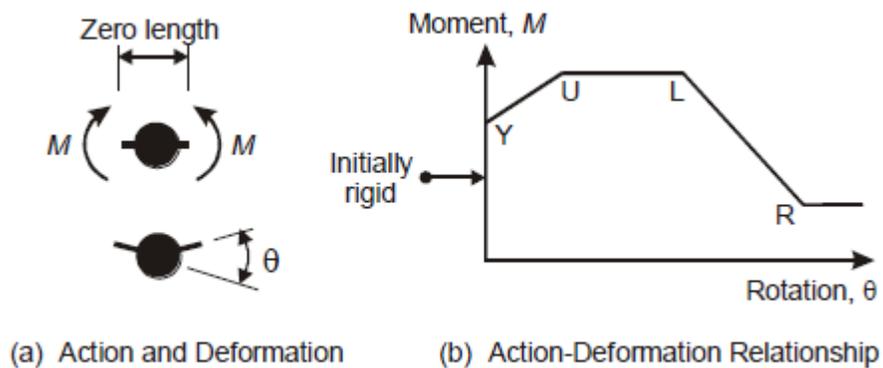


Figura 4.10 - Relación de esfuerzo-deformación para rotulas. (Fuente: [37])

Se considera en el modelo el uso de una viga de hormigón establecida en FEMA 356 [37], la cual entrega las propiedades de una viga de hormigón en términos de rotación plástica. Las principales características de este modelo considera que las rotulas al término de la viga son rotulas de rotación con una relación rígida-plástica para el momento-rotación. El momento rotación para cada rotula se obtiene de las rotaciones elásticas del componente.

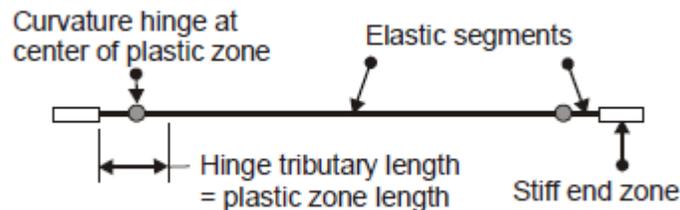


Figura 4.11 - Modelo de zonas plásticas con rotulas. (Fuente: [37])

La figura 4.11 muestra la modelación considerada en las vigas del modelo, considerando rotulas plásticas en sus extremos.

#### 4.1.4.2 Columnas

Los parámetros asociados a las columnas en el modelo corresponden a sus características geométricas y a la resistencia, las cuales se obtuvieron en el acápite 3.6.3.

En la figura 4.13 se muestra los efectos del esfuerzo axial en las columnas, en la figura "a" se muestra una columna con sus momentos equivalentes y rotación. En la figura "b" se muestra la curva de momento curvatura para las dos fuerzas de compresión "PL" y "PU", y la figura "c", muestra la curva de momento rotación con pérdida de rigidez para el límite dúctil. Como se observa para un esfuerzo axial superior, la ductilidad se ve reducida.

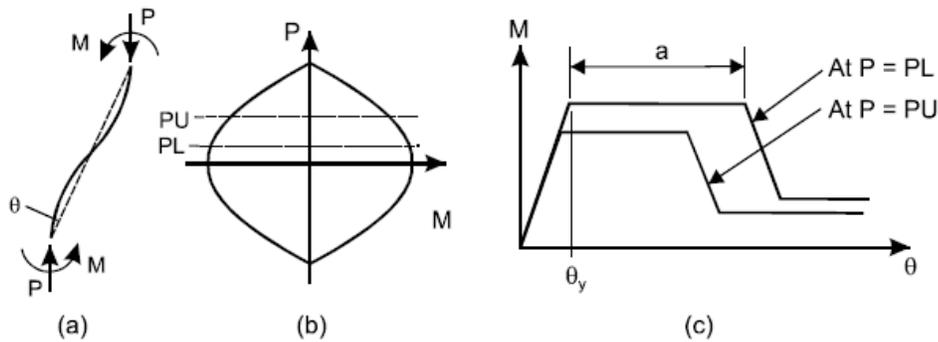


Figura 4.12 - Efectos de esfuerzo axial en columnas. (Fuente: [37])

En la figura 4.13 se muestran los parámetros que se introducen en el modelo para establecer los valores máximos de ductilidad y rotación para las rotulas plásticas ocurridas en las columnas, las que actúan de manera similar a las consideradas en la figura 4.10. Cuando los puntos se encuentren dentro de la curva de interacción P-M las rotulas permanecen elásticas, cuando alcanzan la superficie de la curva estas fluyen.

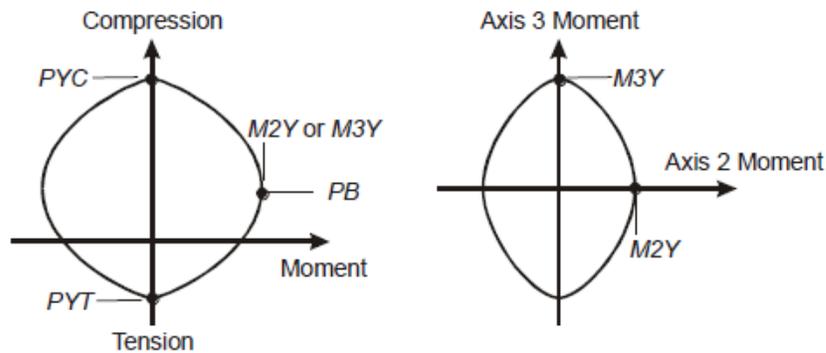


Figura 4.13 - Superficie de interacción de columnas. (Fuente: [37])

### 4.1.4.3 Muros de hormigón armado

El comportamiento de los muros de hormigón armado, se realiza mediante un modelo de fibras el cual se muestra en la figura 4.14. Por cada sección de muro (longitud variable) se considera una fibra correspondiente al aporte del hormigón, y otra fibra correspondiente al aporte del refuerzo.



Figura 4.14 - Modelo de fibras para muro de hormigón armado. (Fuente: [19])

Para el comportamiento a corte del muro se define un elemento diferente el cual está definido en el capítulo 4.1.2.

La interacción entre el momento y el corte ocurre mediante la transmisión de esfuerzos de corte al eje longitudinal de esfuerzo a flexión. Este modelo corresponde al típico comportamiento de una viga, con la limitación de que la curvatura es constante en toda la longitud del elemento. Para la flexión en el eje horizontal el corte transmite esfuerzos al eje transversal de manera similar. El hormigón a corte solo transmite esfuerzos en ambos ejes y no proporciona resistencia adicional en ambos sentidos.

La conexión de una viga a un muro, debe realizarse mediante un elemento que se define como viga embebida, al hacer esta viga muy delgada en momento, esta queda rígidamente conectada al muro, lo cual no es representativo, por lo tanto es necesario una rotula para liberar el momento de la conexión tal como se define en la figura 4.15.

En la figura 4.15(a) se muestra la estructura actual, en la figura 4.15(b) se muestra el modelo de análisis representativo y en la figura 4.15(c) se muestran los componentes asociados a una viga embebida en el modelo de análisis.

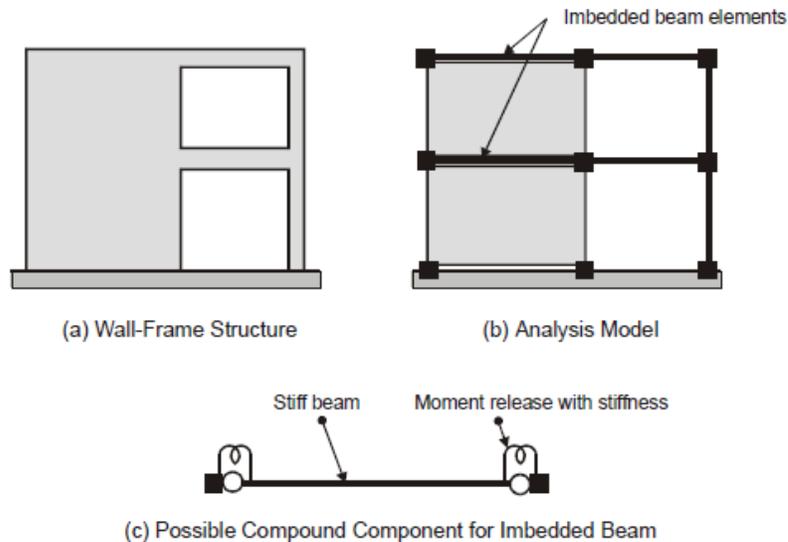


Figura 4.15 - Conexión de viga a muro. (Fuente: [37])

#### 4.1.5 Calibración del modelo

Es necesario establecer parámetros que permitan validar el modelo de análisis no lineal realizado en el programa Peform 3D [19], versus el modelo de análisis realizado en el programa Etabs v15 [18], del cual se obtienen los parámetros que definen la estructura.

Como medida de calibración se verificarán los ciclos de histéresis obtenidos en el modelo, y comparados con los ensayos realizados a muros de características similares.

En la figura 4.17 se muestran las características de carga y descarga de un muro a corte, los cuales están definidos por dos parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , para materiales dúctiles como el hormigón armado los valores típicos son  $\alpha = 0.5$  y  $\beta = 1.0$ .

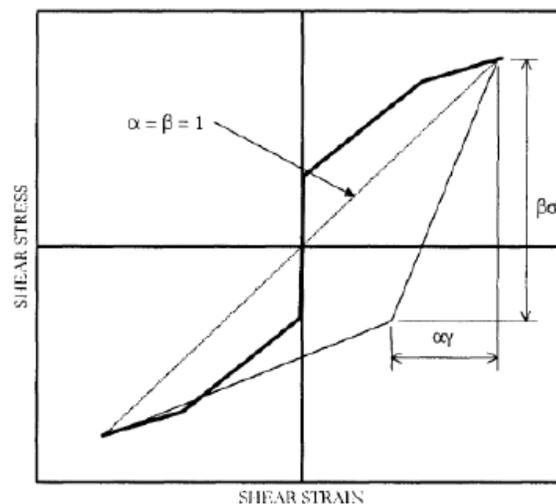


Figura 4.16 - Características de descarga. (Fuente: [42])

Con los parámetros establecidos en el acápite 4.1.2 y los valores empíricos de  $\alpha$  y  $\beta$  mencionados anteriormente se puede definir la curva de histéresis mostrada en la figura 4.17. Esta curva se obtuvo de un ensayo realizado a muros de hormigón con el fin de evaluar el comportamiento histerético a corte de los muros mediante un modelo de puntal tensor [42].

La curva define los puntos en donde se produce un cambio en la rigidez del muro.

En un ciclo de carga, la tangente de la rigidez a corte se reduce a cero una vez que la curva de carga intersecta la curva envolvente. La resistencia se mantiene hasta que el elemento lo descarga, lo que se muestra en la figura 4.16.

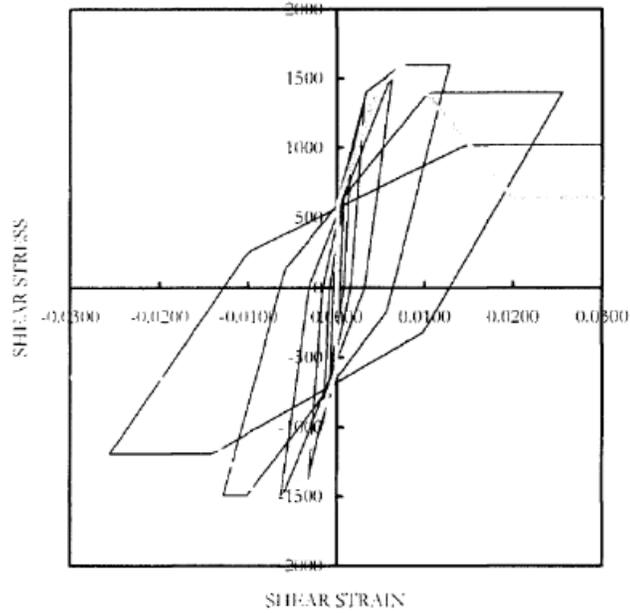


Figura 4.17 - Función de histéresis por corte. (Fuente: [42])

Para calibrar la curva de histéresis a cortante, es necesario determinar los coeficientes de degradación cíclica para el hormigón, que consideran la degradación de rigidez como el porcentaje del área degradada en un ciclo de histéresis.

En la figura 4.18 (a) se muestra el ciclo de degradación que considera una menor rigidez pero un mayor rango elástico, la cual se considera dentro de los parámetros y en la figura 4.18 (b) se muestran los coeficientes de degradación de rigidez utilizados.

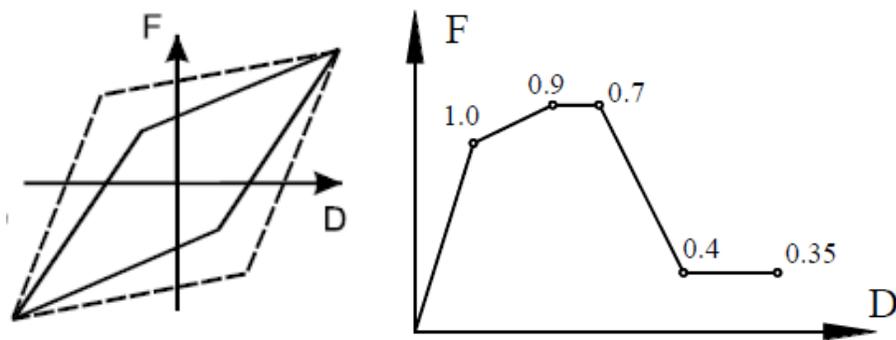


Figura 4.18 - Ciclo degradación de rigidez para menor rigidez y máximo rango elástico (a) y coeficientes de degradación de rigidez (b). (Fuente: [37] [43])

En la figura 4.19 se observa la curva de histéresis a corte calibrada de los muros, obtenida del modelo de análisis realizado en Perform 3D [19]. Se observa que la carga y descarga ocurre de manera similar a la del ensayo de la figura 4.17.

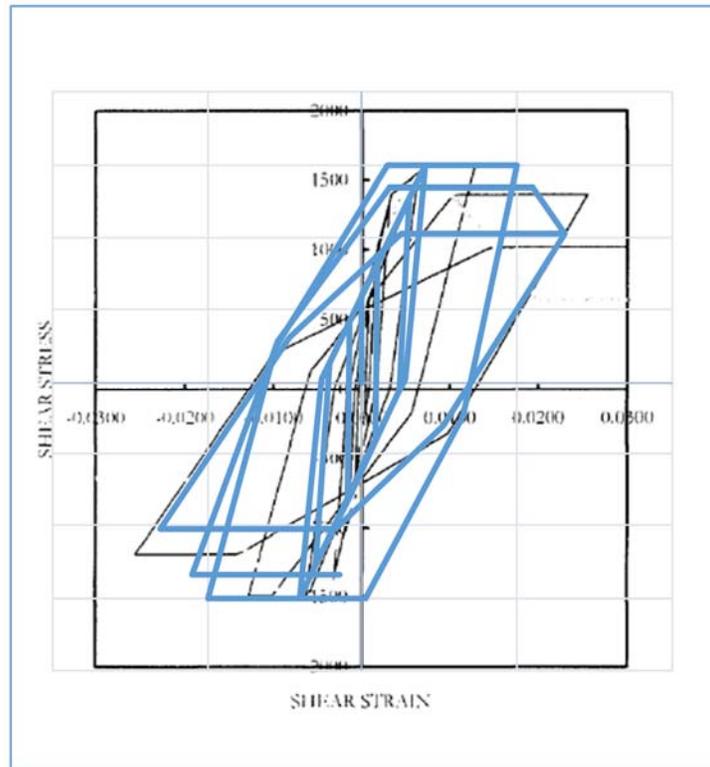


Figura 4.19 - Comparación ciclo de histéresis. (Fuente: Propia)

## 4.2 Análisis incremental pushover

El análisis incremental *pushover* es un análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y falla de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

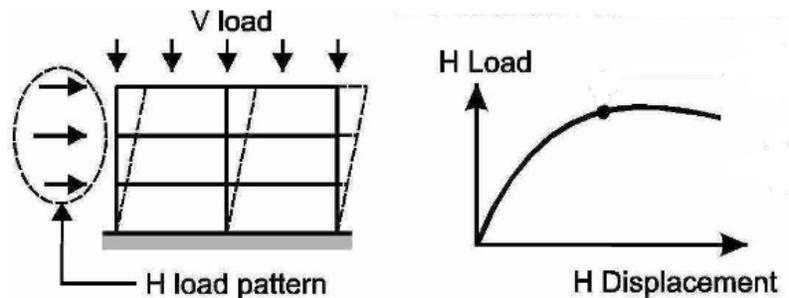


Figura 4.20 - Análisis *pushover* (fuente: [36])

La figura 4.20 muestra una edificación con una distribución de cargas laterales que puede ser rectangular, triangular invertida, parabólica, etc. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones [44].

En este trabajo se utilizaron 2 patrones de carga diferentes para calcular la envolvente y determinar la curva de capacidad de la estructura. Estos corresponden a una carga triangular invertida, y un patrón de carga rectangular.

Para la aplicación de las cargas en el modelo este análisis se realiza utilizando una patrón de carga estático lineal, se establece como nudo de control el punto correspondiente al último nivel (+6.16).

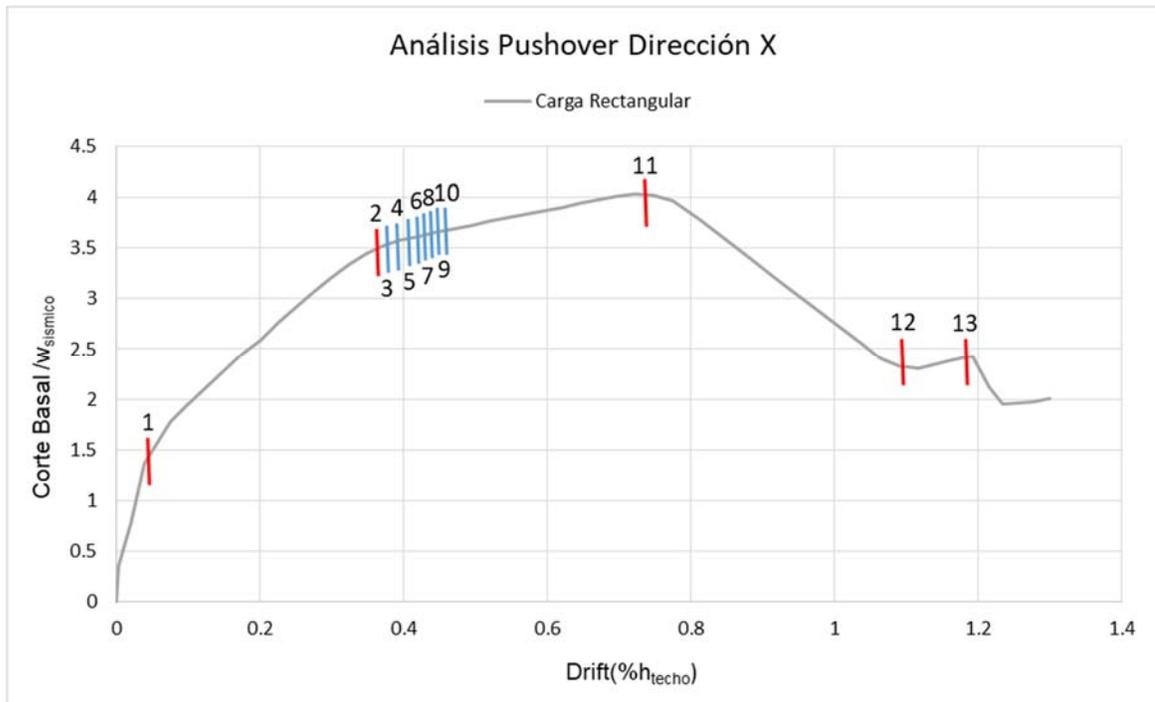


Figura 4.21 - Análisis *pushover* dirección X. (Fuente: Propia)

En la figura 4.21 se presentan los resultados de los análisis *pushover* y se identifican puntos relevantes del comportamiento de esta estructura.

Punto 1: Límite definido como rigidez por agrietamiento, en este punto los muros orientados en el eje X alcanzan la rigidez por agrietamiento, empieza a actuar el acero como refuerzo al corte. El corte corresponde a 2 veces el corte sísmico de la Norma NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

Punto 2: Corresponde al límite a corte elástico de la estructura, es 3.5 veces el peso sísmico de la estructura y 5.5 veces el corte sísmico de la Norma NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

- Punto 3: Límite elástico a corte del muro P28.
- Punto 4: Límite elástico a corte del muro P14.
- Punto 5: Límite elástico a corte del muro P08.
- Punto 6: Límite elástico a corte del muro P30.
- Punto 7: Límite elástico a corte del muro P20.
- Punto 8: Límite elástico a corte del muro P13.
- Punto 9: Límite elástico a corte del muro P06.
- Punto 10: Límite elástico a corte del muro P07.

Punto 11: Resistencia máxima de la estructura antes de disminuir su resistencia.

Punto 12: Resistencia residual a corte de la estructura.

Punto 13: Resistencia última a corte de la estructura.

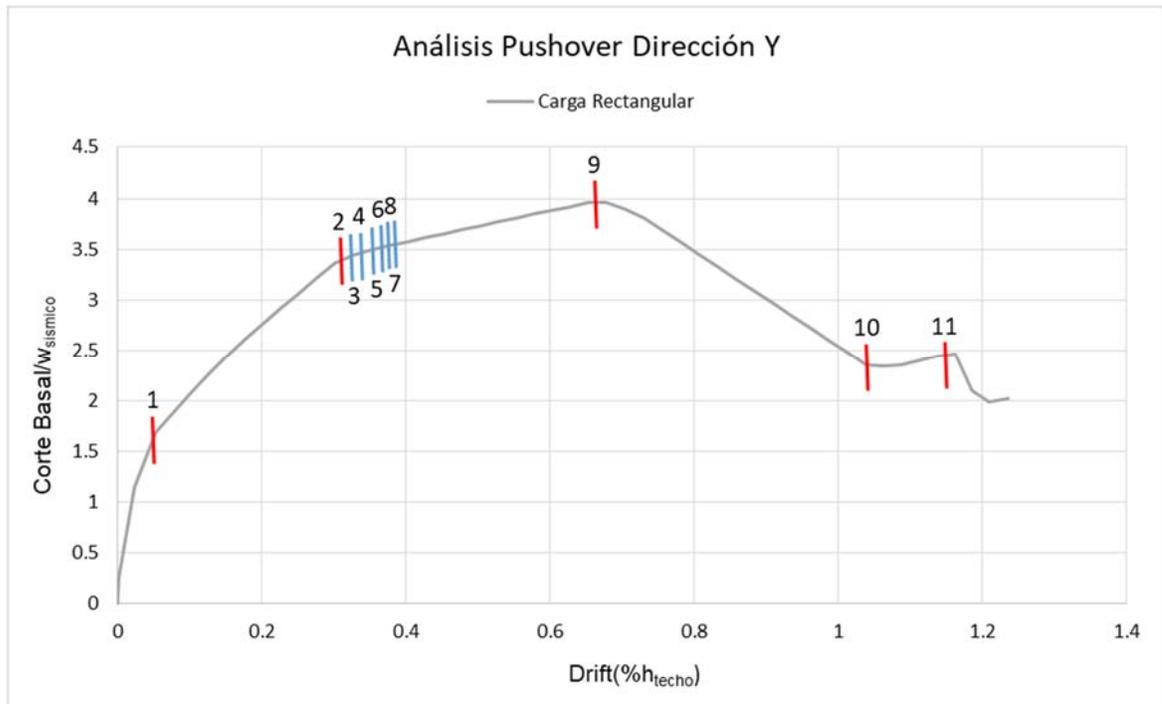


Figura 4.22 - Análisis *pushover* dirección Y. (Fuente: Propia)

En la figura 4.22 se presentan los resultados de los análisis *pushover* y se identifican puntos relevantes del comportamiento de esta estructura.

Punto 1: Límite definido como rigidez por agrietamiento, en este punto los muros orientados en el eje Y alcanzan la rigidez por agrietamiento, empieza a actuar el acero como refuerzo al corte. El corte corresponde a 2.5 veces el corte sísmico de la Norma NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

Punto 2: Corresponde al límite a corte elástico de la estructura, es 3.4 veces el peso sísmico de la estructura y 5.3 veces el corte sísmico de la Norma NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

Punto 3: Límite elástico a corte del muro P02.

Punto 4: Límite elástico a corte del muro P22.

Punto 5: Límite elástico a corte del muro P26.

Punto 6: Límite elástico a corte del muro P31.

Punto 7: Límite elástico a corte del muro P15.

Punto 8: Límite elástico a corte del muro P19.

Punto 9: Resistencia máxima de la estructura antes de disminuir su resistencia.

Punto 10: Resistencia residual a corte de la estructura.

Punto 11: Resistencia última a corte de la estructura.

A continuación se muestran las curvas completas de capacidad (*pushover*) para ambas direcciones de análisis, incluyendo patrones de carga rectangular, triangular invertida y la envolvente de ambas curvas, los puntos mencionados anteriormente se cumplen en todas las curvas obtenidas, por lo tanto no se grafican en las siguientes figuras:

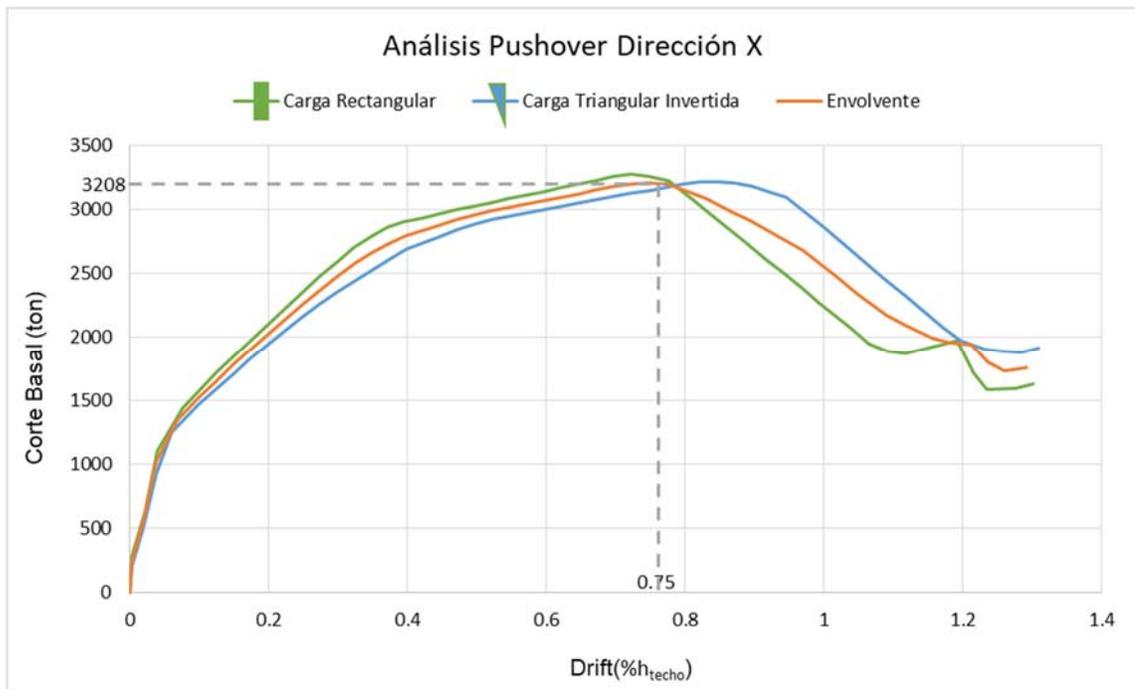


Figura 4.23 - Análisis *pushover* dirección X para distintas cargas. (Fuente: Propia)

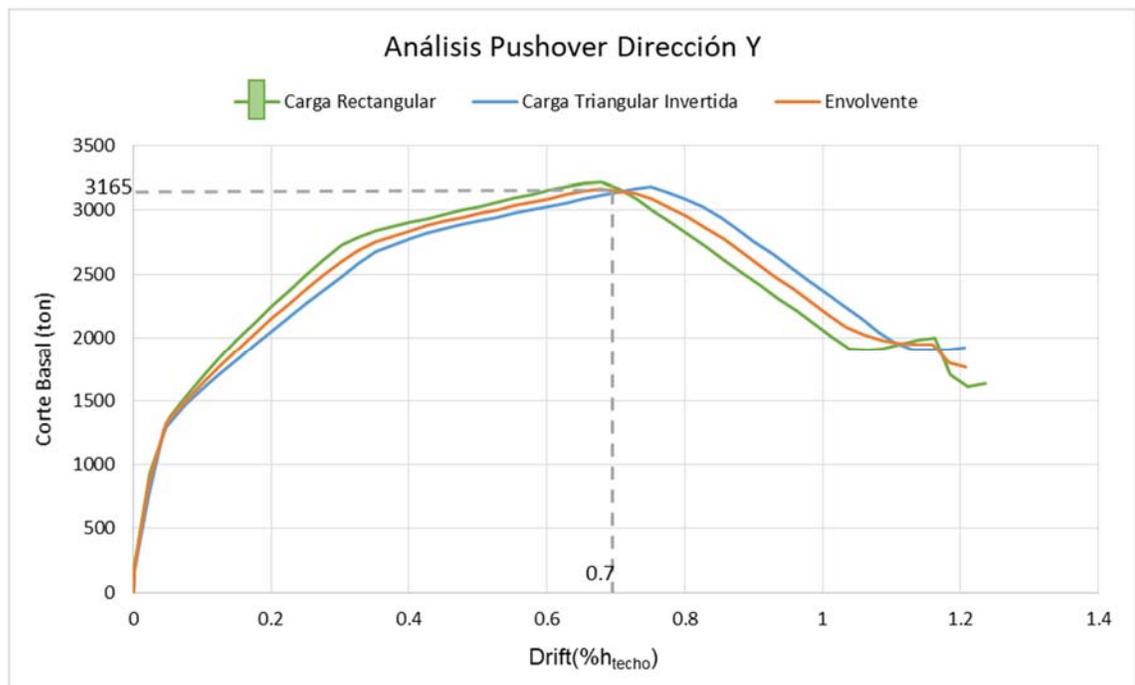


Figura 4.24 - Análisis *pushover* dirección Y para distintas cargas. (Fuente: Propia)

De las figura 4.23 y figura 4.24, se observa que la estructura tiene un comportamiento similar en ambas direcciones de análisis, alcanzando un valor de corte basal máximo cercano a las 3200 (ton), un drift máximo de 0.77%. La secuencia de falla ocurre primero con los muros alcanzando su resistencia a corte por degradación de rigidez ( $0.5V_n$ ), la rotulación de vigas y columnas y posteriormente los muros alcanzan su capacidad máxima a cortante, para alcanzar la deformación remanente hasta producir el colapso de la estructura.

El mecanismo de falla de los muros ocurre de manera compleja, se produce una compresión diagonal grande y deslizamiento por corte, seguido por pandeo en el plano del refuerzo longitudinal [45].

#### 4.2.1 Idealización bilineal de la curva de capacidad

La relación esfuerzo-deformación entre el corte y el desplazamiento del nudo de control, debe ser reemplazada por una curva idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva  $K_e$ , resistencia efectiva a corte  $V_y$  de la estructura. [36]

Según establece el FEMA 356 [36], la relación debe ser bilineal, con una rigidez inicial  $K_e$  y una pendiente inelástica  $\alpha$ . Los segmentos de las líneas de esfuerzo-deformación deben ser determinados utilizando un procedimiento grafico iterativo que produzca un balance aproximado de las áreas superiores e inferiores del mismo.

La rigidez lateral inicial  $K_e$  debe ser considerada igual a la rigidez secante equivalente al 60% de la resistencia efectiva a corte calculada. La rigidez post fluencia  $\alpha$  se determina mediante una línea que pase por la curva actual hasta el desplazamiento calculado. La resistencia efectiva a corte no debe ser superior a ningún punto de la curva.

En la figura 4.25 se observan los procedimientos antes descritos para obtener la curva bilineal idealizada para estructuras con pendiente positiva y pendiente negativa según corresponda.

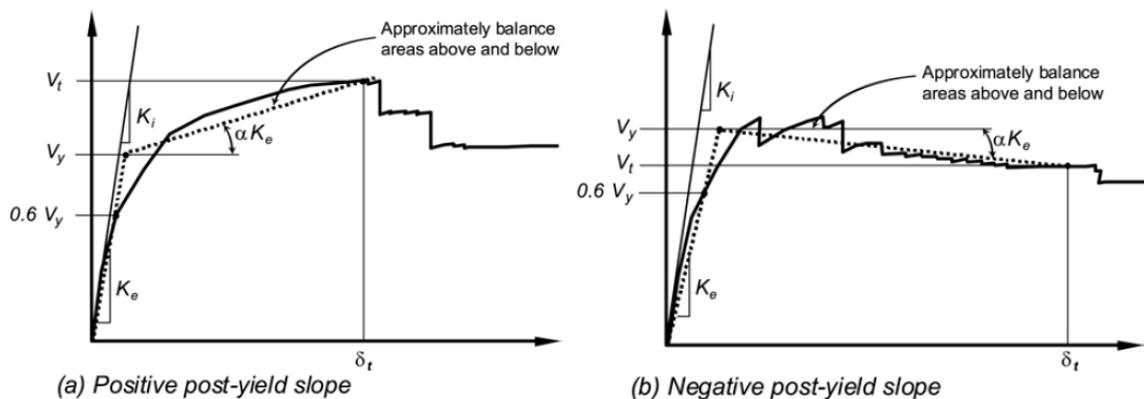


Figura 4.25 - Curva bilineal propuesta por el FEMA 356 para pendiente positiva(a) y pendiente negativa (b). (Fuente: [36])

Para determinar la curva de representación bilineal se utiliza el software Perform 3D [19], tiene incorporada la curva idealizada el cual realiza el proceso iterativo descrito en el acápite 4.2.1 y determina la curva según los siguientes parámetros.

Tabla 4.2 - Parámetros curva idealizada bilineal *pushover*.

$V_y$ (Corte Fluencia)	2166 (ton)
$D_y$ (Desplazamiento fluencia)	0.0062 (m)
$V_u$ (Corte ultimo)	3208 (ton)
$D_u$ (Desplazamiento último)	0.046 (m)
$Ab/Ac$ (Area Bilineal/Area Curva Capacidad)	1

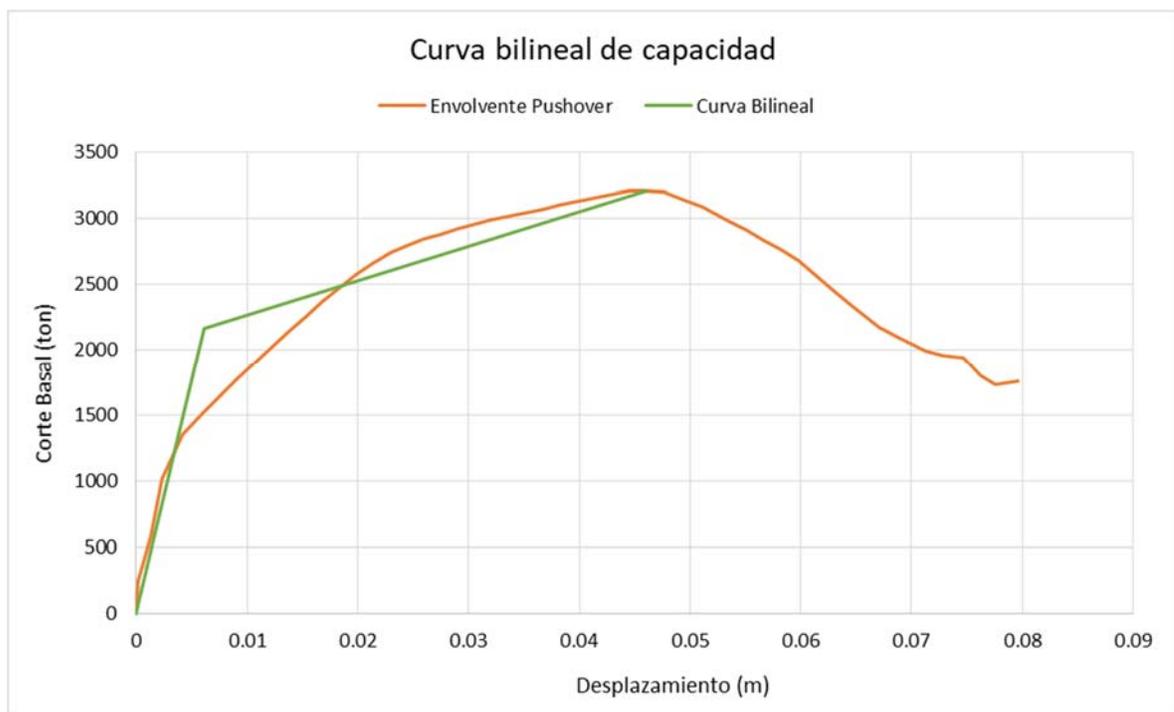


Figura 4.26 - *Pushover* capacidad vs *pushover* bilineal idealizado. (Fuente: Propia)

En la curva idealizada se determinan los siguientes parámetros:

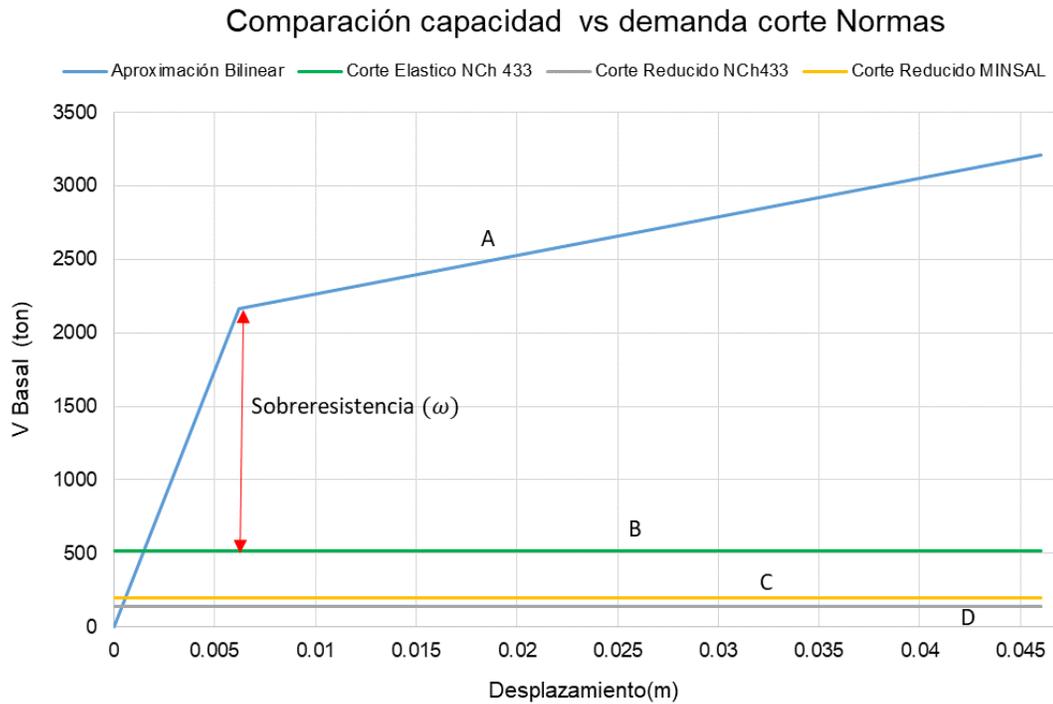


Figura 4.27 - Comparación curva bilineal capacidad vs demanda de corte bases Minsal y NCh 433.  
(Fuente: Propia)

Donde:

- A.- Curva bilineal idealizada de capacidad de la estructura.
- B.- Corte elástico según Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] (519 ton)
- C.- Corte reducido según Bases de Diseño Minsal [7] (195 ton)
- D.- Corte reducido según Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] (137 ton)

De la figura 4.27 se observa que existe una sobre resistencia ( $\omega$ ) cercana al 6.2 respecto al corte elástico obtenido de la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

### 4.3 Análisis tiempo-historia

Esta sección contempla los resultados obtenidos mediante el análisis no lineal tiempo-historia, en la estructura analizada mediante el software PERFORM 3D [19].

Se analizaran los muros más solicitados, esto según los resultados obtenidos del análisis *pushover*.

#### 4.3.1 Registro de aceleraciones

El análisis se realiza en ambas direcciones simultáneamente debido a la torsión que pueda afectar al modelo realizado. Los registros se grafican a continuación:

##### 1) Concepción 2010

El registro obtenido corresponde a la componente 1-L y alcanza un peak de aceleración máxima de 3.93 [m/s<sup>2</sup>] según se muestra en la figura 4.28



Figura 4.28 - Registro de aceleración ciudad de Concepción, componente L.

## 2) Constitución 2010

El registro obtenido corresponde a la componente 3-T y alcanza un peak de aceleración máxima de 6.13 [m/s<sup>2</sup>] mostrado en la figura 4.29.

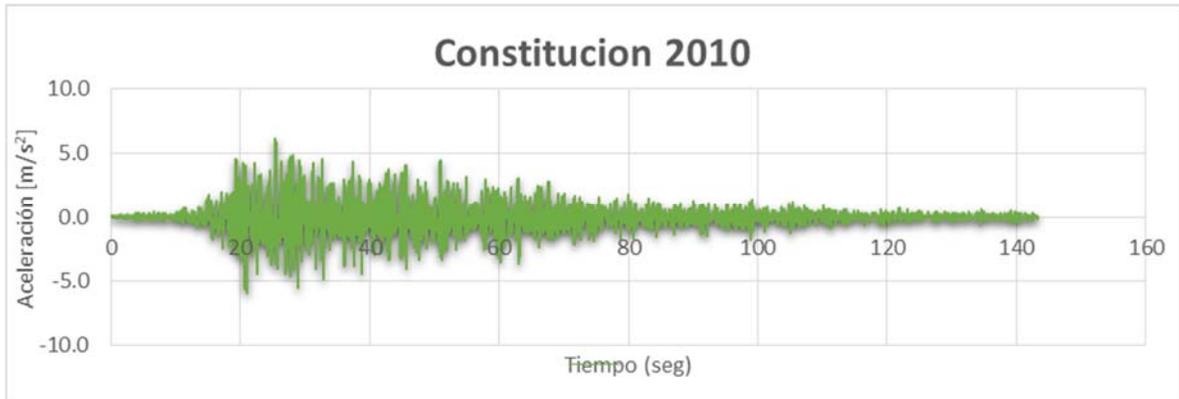


Figura 4.29 - Registro de aceleración ciudad de Constitución, componente T.

## 3) Viña del Mar 2010

El registro obtenido corresponde a la componente E-W y alcanza un peak de aceleración máxima de 2.92 [m/s<sup>2</sup>] mostrado en la figura 4.30



Figura 4.30 - Registro de aceleración ciudad de Viña del Mar, componente E-W.

### 4.3.2 Demanda de sismos a la estructura

Con la curva *pushover* obtenida en el acápite 4.2.1 se procede a realizar la curva bilineal porcentual de la estructura, la cual contiene el drift de techo(%) en el eje X, y el corte basal dividido por el peso sísmico en el eje Y.

En la figura 4.31 se muestra la curva de capacidad de la estructura vs la demanda según los registros del terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010 establecidos en el acápite 4.3.1.

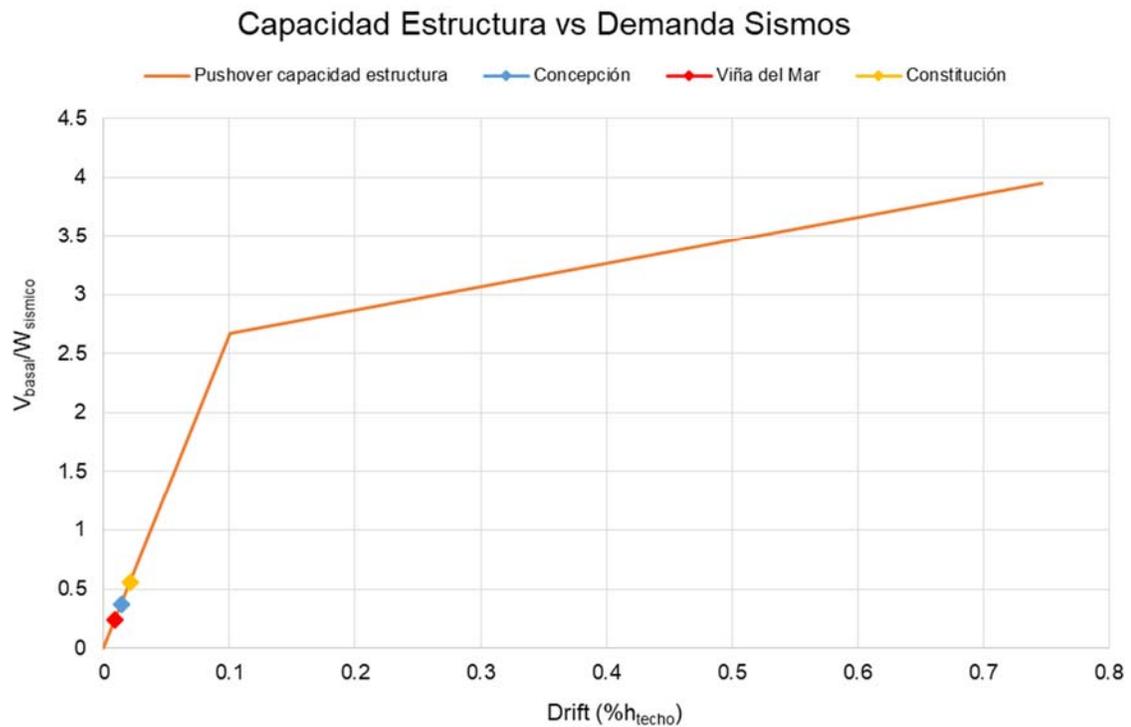


Figura 4.31 - Capacidad de la estructura vs demanda registros terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010. (Fuente: Propia)

De la figura 4.31 se observa que para el registro de Viña del Mar, la demanda de corte alcanza un 24% del peso sísmico de la estructura con un drift de techo de 0.01%.

Para el registro de Concepción la demanda de corte representa un 37% del peso sísmico de la estructura con un drift de 0.014%.

Para el registro de Constitución la demanda de corte representa un 56% del peso sísmico de la estructura con un drift de 0.021%.

Ante esto se observa que la estructura posee una resistencia elevada ante sismos de gran magnitud.

### 4.3.3 Demandas de ductilidad

En este capítulo se evaluará la capacidad de deformación inelástica o ductilidad de los elementos más solicitados pertenecientes al edificio (muros de hormigón armado). La ductilidad se puede conocer mediante la relación de la curvatura última y la curvatura de fluencia. Es de vital importancia estudiar las demandas de ductilidad en los elementos que componen una estructura, ya que frente a acciones sísmicas considerables la estructura debe poseer la capacidad de deformación necesaria.

En la dirección X se evalúa el muro P28, esto debido a que es el primer muro en alcanzar su resistencia máxima e incursionar primero en el rango inelástico, según los datos obtenidos del análisis *pushover*.

En la figura 4.32 y figura 4.33 se muestra el diagrama de momento curvatura del muro P28 y las solicitaciones para los distintos registros establecidos en el acápite 4.3.1.

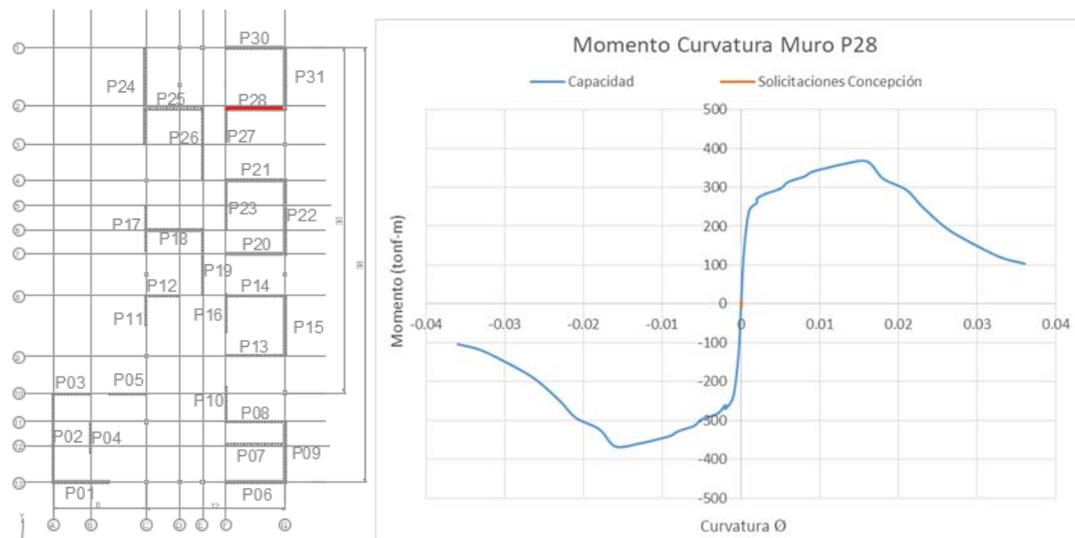


Figura 4.32 - Ubicación muro P28 y solicitaciones momento registro Concepción muro P28. (Fuente: Propia).

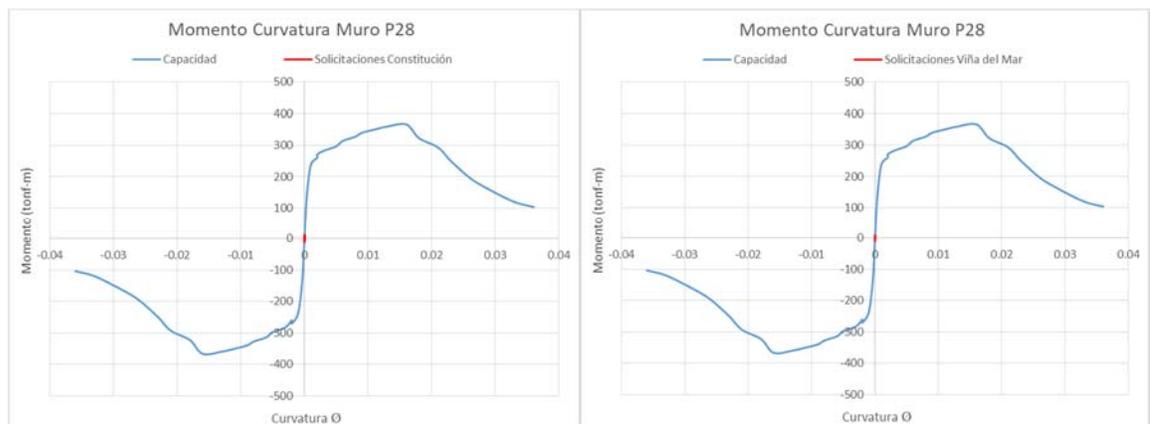


Figura 4.33 - Solicitaciones momento registro Constitución (Izq.) y Viña del Mar (Der) del muro P28. (Fuente: Propia).

En la dirección Y se evalúa el muro P02, esto debido a que es el primer muro en alcanzar su resistencia máxima e incursionar primero en el rango inelástico, según los datos obtenidos del análisis *pushover*.

En la figura 4.34 y figura 4.35 se muestra el diagrama de momento curvatura del muro P02 y las solicitaciones para los distintos registros.

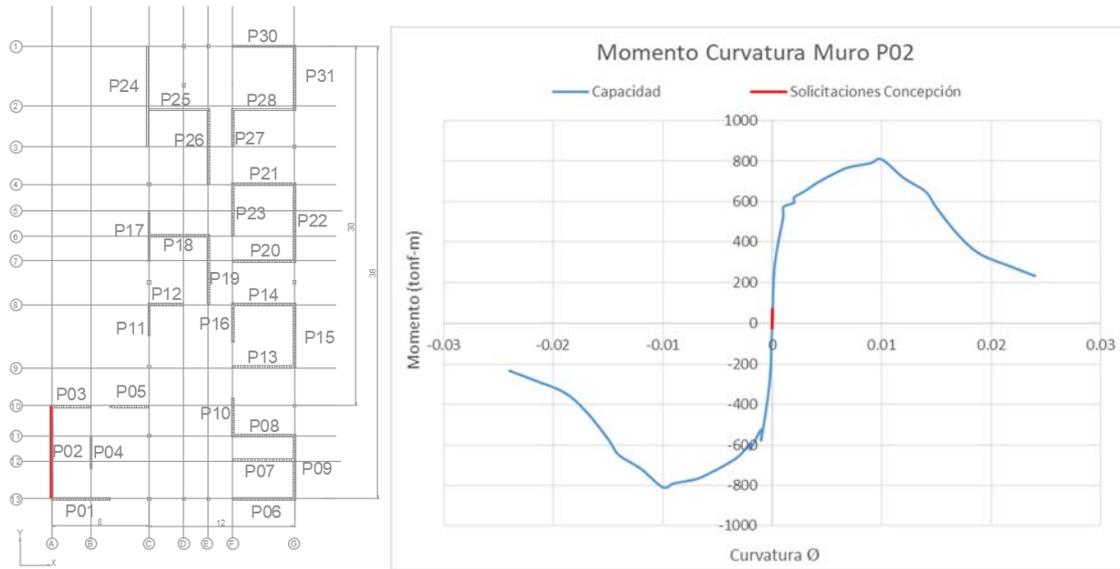


Figura 4.34 - Ubicación Muro P02 y solicitaciones momento registro Concepción muro P02 (1/m). (Fuente: Propia)

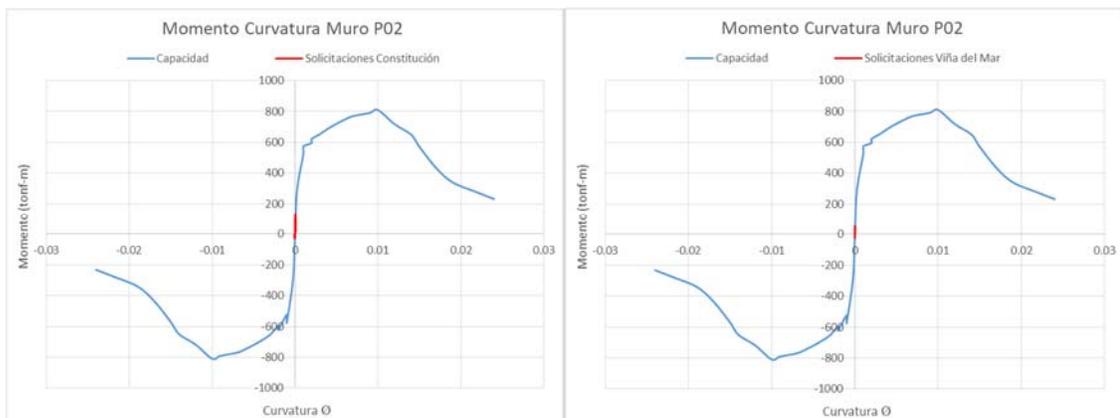


Figura 4.35 - Solicitaciones momento registro Constitución (Izq.) y Viña del Mar (Der) muro P02 (1/m). (Fuente: Propia)

#### 4.3.4 Demandas de corte

Es importante analizar la demanda al corte, ya que según lo establecido en el acápite 4.2, el comportamiento de la estructura, según su geometría y estructuración, alcanzara primero la falla por corte, antes que la falla a flexión de los muros.

Según lo determinado en el acápite 4.2 en la dirección X el muro que alcanza primero su resistencia máxima corresponde al P28, por lo tanto se muestran los análisis del muro para los distintos registros establecidos.

Se observa de la figura 4.36 que el muro alcanza un 25% de su capacidad máxima a corte para el registro de Concepción y un 40% de su capacidad máxima a corte para el registro de Constitución.

En la figura 4.37 el muro alcanza un 10% de su capacidad máxima a corte para el registro de Viña del Mar.

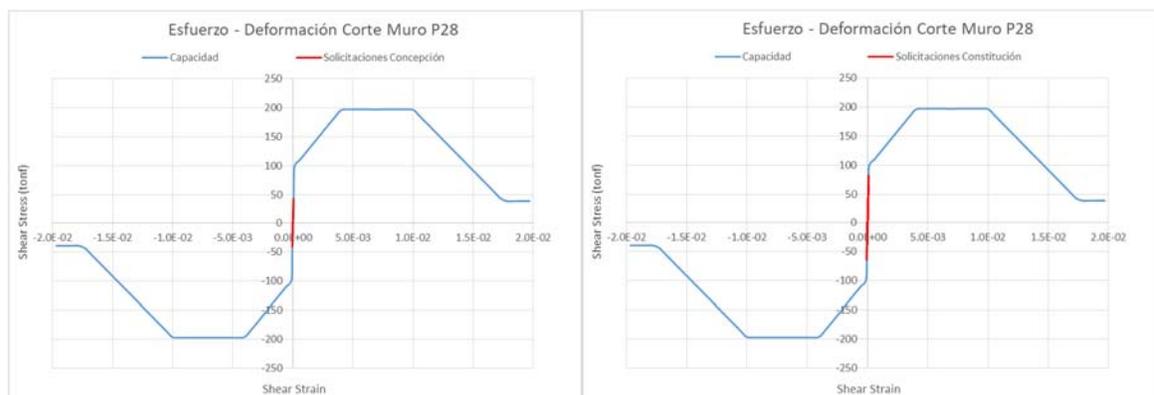


Figura 4.36 - Solicitaciones corte registro Concepción (Izq.) y Constitución (Der) muro P28. (Fuente: Propia)



Figura 4.37 - Solicitaciones corte registro Viña del Mar muro P28. (Fuente: Propia)

Según lo determinado en el acápite 4.2 en la dirección Y el muro que alcanza primero su resistencia máxima corresponde al P02, por lo tanto se muestran los análisis del muro para los distintos registros establecidos.

Se observa de la figura 4.38 que el muro alcanza un 10% de su capacidad máxima a corte para el registro de Concepción y un 15% de su capacidad máxima a corte para el registro de Constitución.

En la figura 4.39 el muro alcanza un 5% de su capacidad máxima a corte para el registro de Viña del Mar.

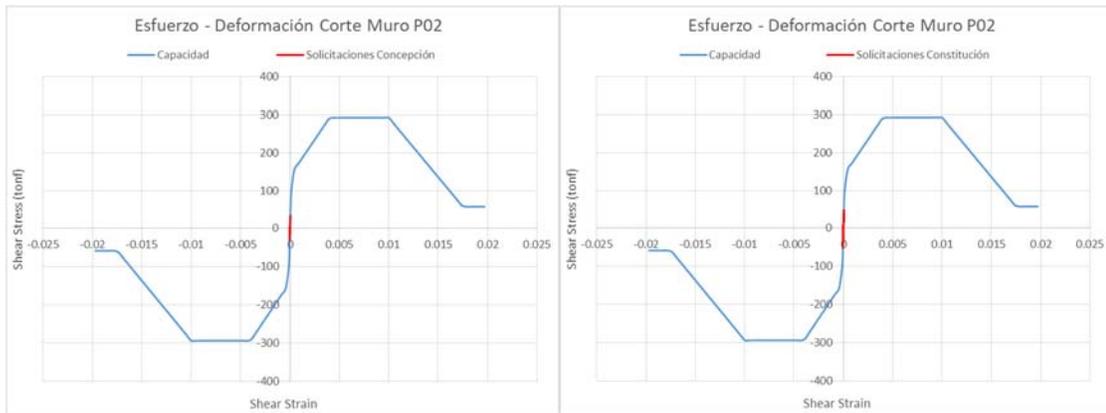


Figura 4.38 - Solicitaciones corte registro Concepción (Izq.) y Constitución (Der) muro P02. (Fuente: Propia)



Figura 4.39 - Solicitaciones corte registro Viña del Mar muro P02. (Fuente: Propia)

# CAPÍTULO V

## 5 Análisis Por Desempeño

En este capítulo se realiza el análisis de desempeño para el caso de estudio, utilizando como referencia trabajos realizados por otros autores, tales como:

- Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada [46]
- Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales [47]
- Comparación de fuerzas horizontales utilizando normativas NEC 2011 y CEC 2002 [48]
- Diseño Sísmico por desempeño aplicado a un edificio de hormigón armado [49]

También se realizan transcripciones de las propuestas realizadas por el ATC-40 [16], VISION 2000 [15] y FEMA 356 [36].

### 5.1 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño de una estructura corresponde al comportamiento y el nivel de daño que le es ocasionado, en el caso abordado por un sismo ya sea de un sismo frecuente, ocasional, raro o muy raro.

Este desempeño se evalúa ante 3 características fundamentales:

- 1) posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- 2) La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños,
- 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto [15] [36] [16].

El ATC 40 [16] establece que las descripciones de daños aceptables para los distintos niveles de desempeño son similares a las usadas por el FEMA 273 [50]. Las descripciones son similares en concepto, si no en terminología, a las propuestas del reporte VISION 2000 [15].

Ante esto, se utilizará como propuesta de desempeño las descritas en el código VISION 2000, las cuales se describen a continuación:

### 5.1.1 Propuesta comité VISION 2000.

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- i. Operacional: en este nivel la edificación no resulta dañada y permanece operacional para sus ocupantes, está disponible para su uso.
- ii. Inmediatamente Operacional: la estructura presenta daños moderados de elementos no estructurales, y puede tener algunos daños leves en elementos no estructurales, siempre y cuando no comprometan la seguridad de los ocupantes. Está disponible para su uso, pero no en su totalidad producto del daño parcial.
- iii. Seguridad de Vida: en este nivel la estructura presenta daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. Existen daños que impiden su funcionamiento inmediato, pero hay un margen de seguridad ante el colapso. Los daños pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, ante lo cual es necesario evaluar si se rehabilita.
- iv. Prevención del colapso: La estructura presenta daños graves, encontrándose próxima al colapso, la evacuación puede verse comprometida por fallas locales. Al ser insegura debe evacuarse inmediatamente.

Los niveles de desempeño mencionados se explican de una manera completa en el informe presentado por el comité VISION, sin embargo en la tabla 5.1 se muestran los drift máximos según el nivel de desempeño de la estructura y el movimiento sísmico analizado.

Tabla 5.1 – Drift máximo y nivel de desempeño para los movimientos sísmicos según código VISION 2000.

Movimiento sísmico	Nivel de desempeño de la estructura / drift máximo.			
	Operacional	Inmediatamente operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso
	< 0,002	<0,005	<0,015	<0,025
Frecuente	1	0	0	0
Ocasional	2	1	0	0
Raro	3	2	1	0
Muy raro	-	3	2	1

0. Desempeño inaceptable. , 1. Estructuras básicas, 2. Estructuras esenciales, 3. Estructuras de seguridad crítica

## 5.2 Movimientos sísmicos de diseño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “Movimientos sísmicos de diseño”. Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras [51]. A continuación se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 [15], al ATC-40 [16] y al FEMA 356 [36].

### 5.2.1 Propuesta del comité VISION 2000 [15]

El comité VISION 2000 [15] establece los movimientos sísmicos según su el intervalo de ocurrencia y su probabilidad de excedencia. El intervalo de ocurrencia representa el promedio de tiempo en que ocurre un sismo que produce un determinado nivel de daño. La probabilidad de excedencia es una estadística de posibilidad, esta representa el porcentaje de que el sismo exceda la severidad durante un periodo de tiempo.

El período de retorno  $T_R$  (intervalo de recurrencias relaciona directamente con la probabilidad de excedencia  $p_e$  para un número específico  $t$  de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad (5.1)$$

La tabla 5.2 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000 [15].

Tabla 5.2 - Movimientos sísmicos de diseño VISION 2000 [15].

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de Ocurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

### 5.3 Espectro de capacidad

Con la curva bilineal de capacidad obtenida del análisis no-lineal *pushover* (acápite 4.2.1), se obtiene el espectro de capacidad de la estructura, la cual relaciona la aceleración espectral  $S_a$  con el desplazamiento espectral  $S_d$ .

El ATC 40 [16] define que para obtener esta curva es necesario realizar una conversión punto a punto para el primer modo en coordenadas espectrales. En cualquier punto de la curva el corte basal ( $V_i$ ) vs desplazamiento de techo ( $\Delta_i$ ) corresponde a un punto  $S_{ai}$ ,  $S_{di}$  en el espectro de capacidad.

Como se observa en la figura 5.1, que compara un punto de la curva de capacidad vs el mismo punto en el espectro de capacidad de la estructura. Esta conversión se denomina ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectra*) [52]

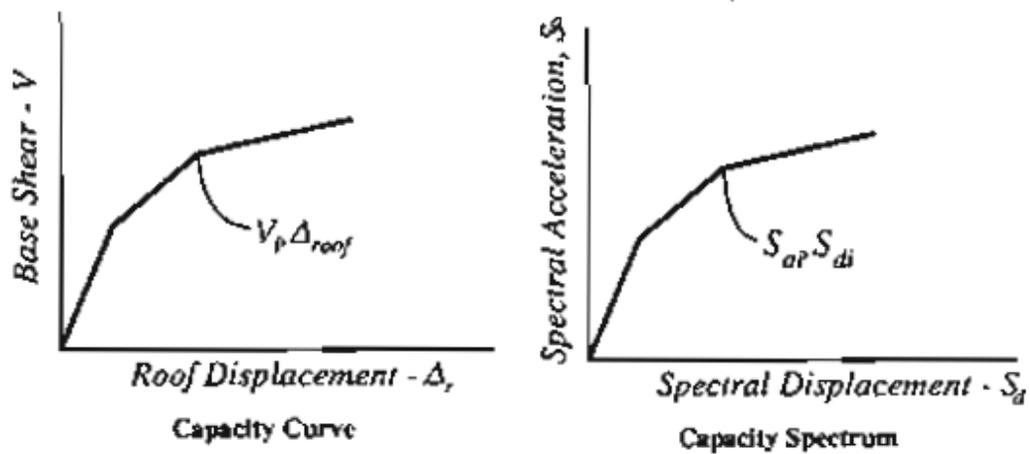


Figura 5.1 - Curva de capacidad vs espectro de capacidad. (Fuente: [16])

Para realizar esta conversión se utilizan las ecuaciones 6.2 y 6.3.

$$S_{dj} = \frac{\Delta_{ij}}{PF_i \cdot \phi_{i1}} \quad (5.2)$$

$$S_{aj} = \frac{V_j}{W \cdot \alpha_1} \quad (5.3)$$

Donde:

El subíndice  $j$ , corresponde a los puntos del diagrama de capacidad que se transforman. Por cada punto que se considera existe un desplazamiento máximo en el tope que se ha denominado  $\Delta_{ij}$  asociado al cortante  $V_j$  y un vector de amplitudes laterales de cada uno de los pisos  $\phi$ , sobre la base de la cual se determina  $\phi_{11}$  que es la amplitud en el tope de la estructura asociado al primer modo;  $\gamma_1$  es el factor de participación del modo 1,  $PF_1$  es el factor de participación del modo 1 en el cortante basal del primer modo;  $W$ , es la masa total de la estructura.

$$m_1 = \phi^t \cdot M \cdot \phi \quad (5.4)$$

$$\gamma_1 = \frac{\phi^t \cdot M \cdot J}{m_1} \quad (5.5)$$

$$\alpha_1 = \frac{(\phi^t \cdot M \cdot J)^2}{M_T \cdot m_1} \quad (5.6)$$

De esta forma, se tiene un vector de configuración dominante  $\phi$  que está normalizado a la unidad;  $M$  es la matriz de masas,  $J$  es un vector en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas  $Q$ , para el análisis sísmico plano  $J$  es un vector unitario pero para el análisis sísmico espacial depende del modelo numérico de cálculo que se utilice.

Con la curva bilineal idealizada obtenida en capítulo 4.2.1, es necesario transformar la curva a una que relacione el desplazamiento espectral  $S_d$ , con la aceleración espectral  $S_a$ , y así poder comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura.

Para transformar la curva de capacidad al formato  $S_a$  v/s  $S_d$  se utilizará el procedimiento anteriormente (5.3), para esto se consideran los parámetros de la tabla 5.3 obtenidos en el capítulo 3.4:

Tabla 5.3 - Masas modales y porcentaje de participación modal. (Fuente: Propia)

Modo de vibrar	Dirección	Período [s]	Factor Participación modal [%]
1	X	0.041	83.26
2	y	0.040	82.27

Por lo tanto, debido a que la estructura responde al primer modo de vibración se utilizan las ecuaciones 6.2 - 6.6 del presente documento.

Por lo tanto se realiza el análisis descrito anteriormente, se tiene lo siguiente:

El período fundamental de la estructura:

$$\phi_1 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 0.58 \end{pmatrix}$$

La matriz de masa obtenida del modelo de análisis en el programa Etabs v15 [18]:

$$M = \begin{pmatrix} 33.45 & 0 \\ 0 & 47.754 \end{pmatrix} [Ton \cdot s^2 / m]$$

La masa sísmica total:

$$M_T = 81.204 [Ton \cdot s^2 / m]$$

Y el vector J:

$$J = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

Reemplazando los valores en las ecuaciones 5.4, 5.5 y 5.6 se obtiene que:

$$m_1 = \phi^t \cdot M \cdot \phi = 49.514$$

$$\gamma_1 = \frac{\phi^t \cdot M \cdot J}{m_1} = 1.235$$

$$\alpha_1 = \frac{(\phi^t \cdot M \cdot J)^2}{M_T \cdot m_1} = 0.930$$

Reemplazando estos valores en las ecuaciones 5.2 y 5.3 se obtiene:

$$S_{dj} = \frac{D_j}{1.235} \tag{5.7}$$

$$S_{aj} = \frac{V_j}{75.52} \tag{5.8}$$

Dónde:

$D_{ij}$ : Corresponde al desplazamiento de techo obtenido del análisis *pushover*.

$V_j$ : Corresponde al corte basal obtenido de la curva *pushover*.

De esta manera se obtiene el espectro de capacidad de la estructura.

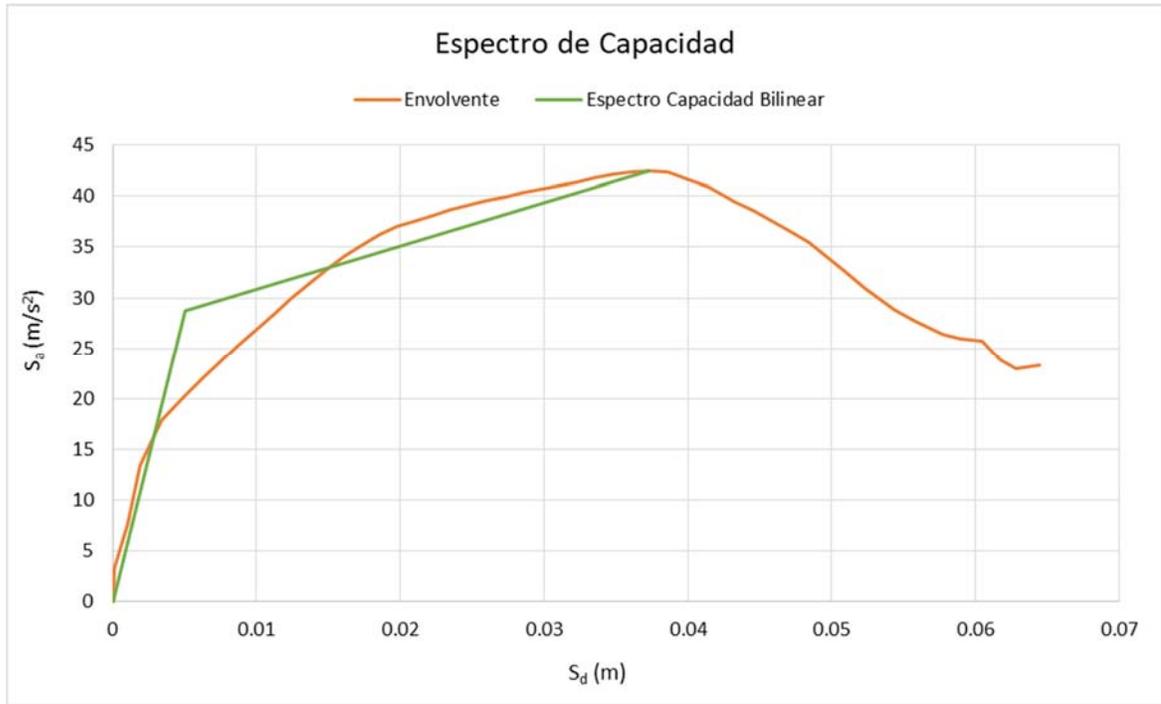


Figura 5.2 - Espectro de capacidad de la estructura.

De la misma manera, se obtiene la representación bilineal del espectro de capacidad.

Tramo elástico  $S_a = 5713.1 \cdot S_d$  (5.9)

Tramo inelástico  $S_a = 428.14 \cdot S_d + 26.532$  (5.10)

## 5.4 Demanda sísmica

### 5.4.1 Espectro sísmico de riesgo uniforme

Se define el espectro de riesgo uniforme como la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas independientemente a cada período estructural con una probabilidad de excedencia dada en un tiempo determinado y para un cierto factor de amortiguamiento con respecto al crítico [53]. El espectro de demanda es la base para obtener el desplazamiento lateral máximo de una estructura trabajando con el espectro de capacidad y el espectro de demanda.

Durante los años, diversos autores han propuesto o incorporado nuevas metodologías y/o fórmulas para determinar la probabilidad de ocurrencia de sismos, dentro de los cuales se encuentran Martin (1990) [54], Saragoni et al. (2004) [55], Leyton et al. (2010) [56]. Sin embargo, estos modelos probabilísticos han ido cambiando con el paso del tiempo, debido a la inclusión de nuevas fuentes o fórmulas para determinar con mayor precisión las fuentes que producen estos sismos, tales como el tipo de suelo, la existencia de fallas en la zona, si corresponde a un tipo interplaca o intraplaca, etc.

Guendelman [57] propone una manera sencilla de determinar los sismos de riesgo uniforme, para lo cual propone utilizar el espectro elástico propuesto por la NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] y multiplicar por diversos factores para amplificar o reducir el mismo, de esta manera se obtienen los sismos de riesgos uniformes que se muestran en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 - Sismos de riesgo uniforme. (Fuente: [57])

Sismo	Nivel de Demanda
Frecuente	$S_{a1} = \frac{f_{\min} \cdot S_{ae}}{R^*}$
Ocasional	$S_{a2} = 1.4 \cdot S_{a1}$
Raro	$S_{a3} = S_{ae}$
Muy Raro	$S_{a4} = 3/2 \cdot S_{ae}$

Donde  $S_{ae}$  es el espectro elástico propuesto en la NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] para el sismo raro,  $f_{\min}$  es un factor de corrección que garantiza el mínimo cortante basal y  $R^*$  es el factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis especificada en NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

## 5.4.2 Espectro de demanda elástico

Durante los últimos años se ha considerado como parámetro más relevante en el diseño de una estructura los desplazamientos y deformaciones, por lo tanto se promovido el uso de espectros de respuesta en formato AD (seudo aceleración – seudo desplazamiento) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico [14]. La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura [51].

El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato, es el siguiente:

Por cada período se determina un valor de seudo aceleración para cada uno de los períodos, utilizando la ecuación 5.2, donde para un sismo raro se considera el uso del espectro elástico de desplazamiento, y para los sismos restantes se utilizan los factores de la tabla 5.4.

Estos valores de seudo aceleración, para cada uno de los sismos asociados se muestran gráficamente en la figura 5.3.

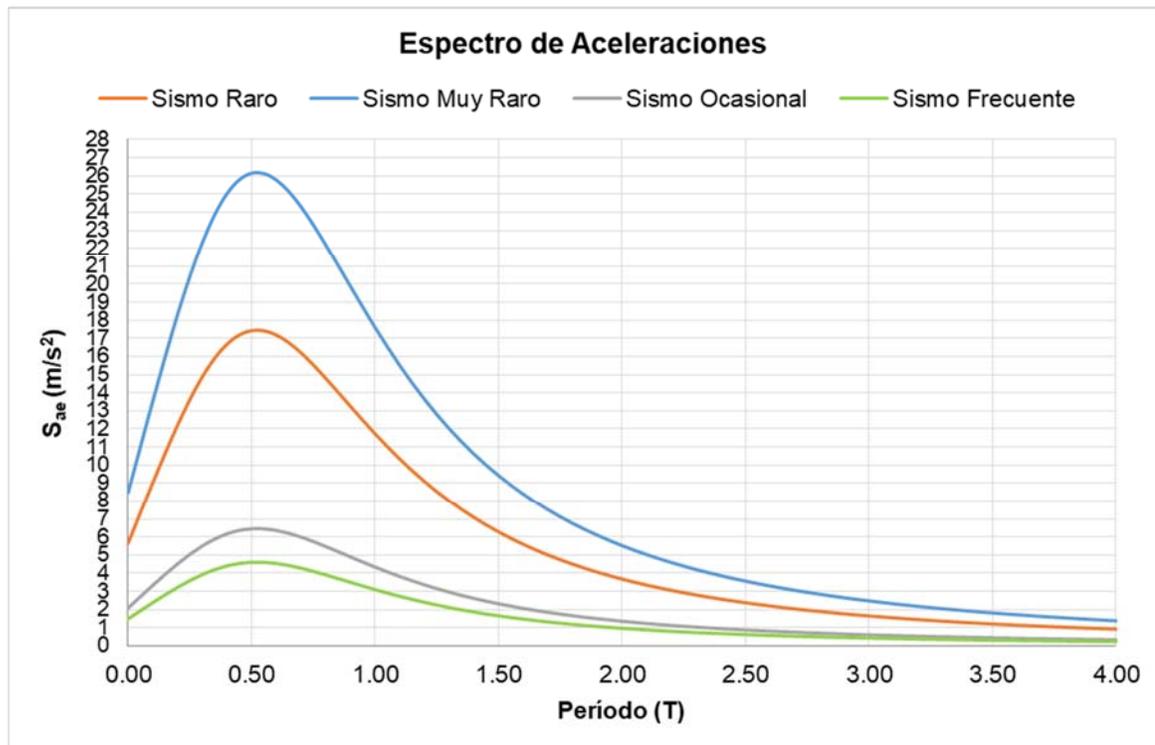


Figura 5.3 - Espectros elásticos de aceleraciones para cada tipo de sismo. (Fuente: Propia)

Una vez determinados los espectros elásticos de aceleraciones debemos obtener los espectros elásticos de desplazamientos, para esto se utiliza la ecuación 5.11 que representa el seudo desplazamiento asociado a una seudo aceleración, para cada uno de los períodos, considerando los factores de amplificación y reducción de la tabla 5.4.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \quad (5.11)$$

En la figura 5.4 se grafican los espectros de desplazamientos para cada tipo de sismo descrito en la tabla 5.4.

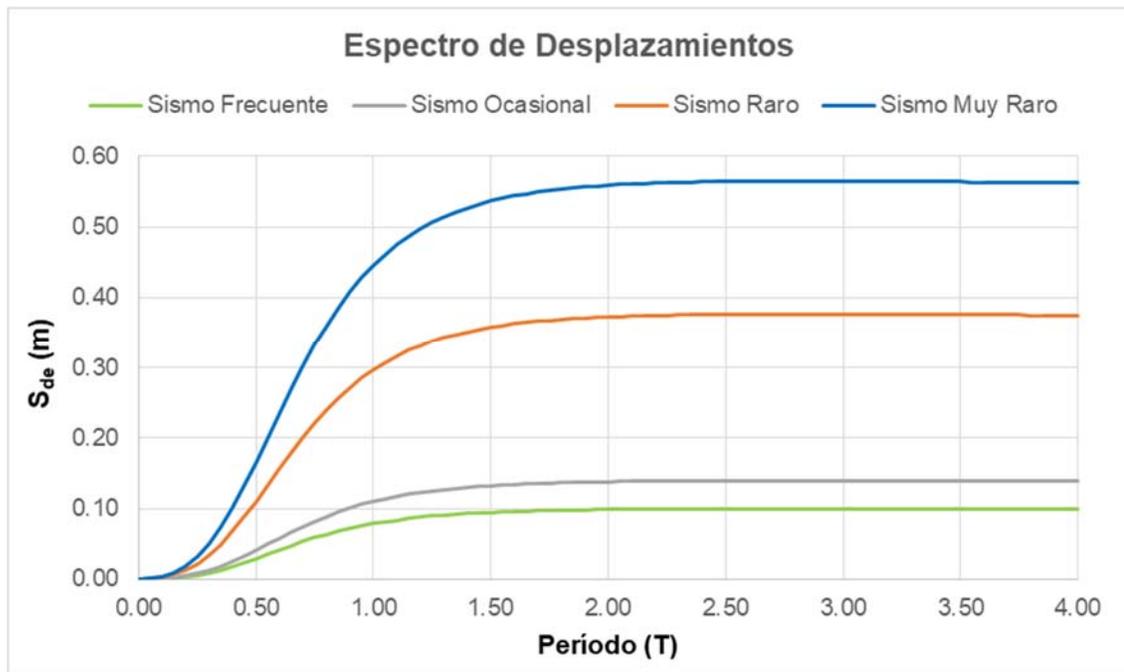


Figura 5.4 - Espectro de desplazamientos para cada tipo de sismo. (Fuente: Propia)

El procedimiento para realizar el espectro de demanda se realiza considerando cada periodo ( $T$ ) asociado a un determinado seudo desplazamiento y a una seudo aceleración, en los ejes correspondientes.

En la figura 5.5 se muestran los espectros elásticos de demanda para cada tipo de sismo según la tabla 5.4, en formato A-D.

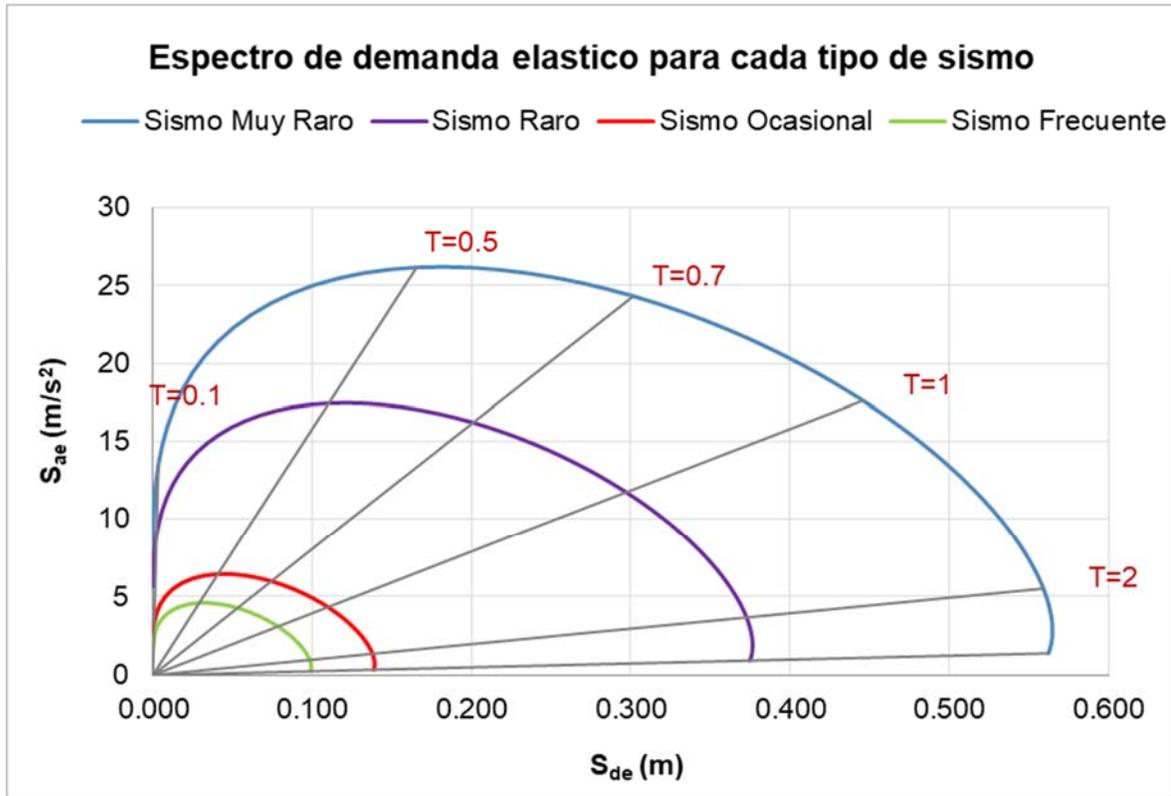


Figura 5.5 - Espectros de demanda elásticos para cada tipo de sismo. (Fuente: Propia)

## 5.5 Método del espectro de capacidad (MEC)

El método del espectro de capacidad consiste en comparar la curva de capacidad de la estructura con la curva de demanda elástica o inelástica (dependiendo del caso) en un mismo gráfico y determinar el punto de intersección de ambas curvas para establecer el desempeño de la estructura para cada tipo de sismo.

El método del espectro de capacidad fue propuesto inicialmente por Freeman [58], con posterioridad fue adoptado por el ATC-40 [16], donde se explica en detalle el procedimiento para obtener el punto de desempeño de estructuras nuevas y existentes.

Como se observa en la figura 5.6 la curva de capacidad de la estructura interseca a la curva de capacidad para obtener el punto de demanda de la estructura.

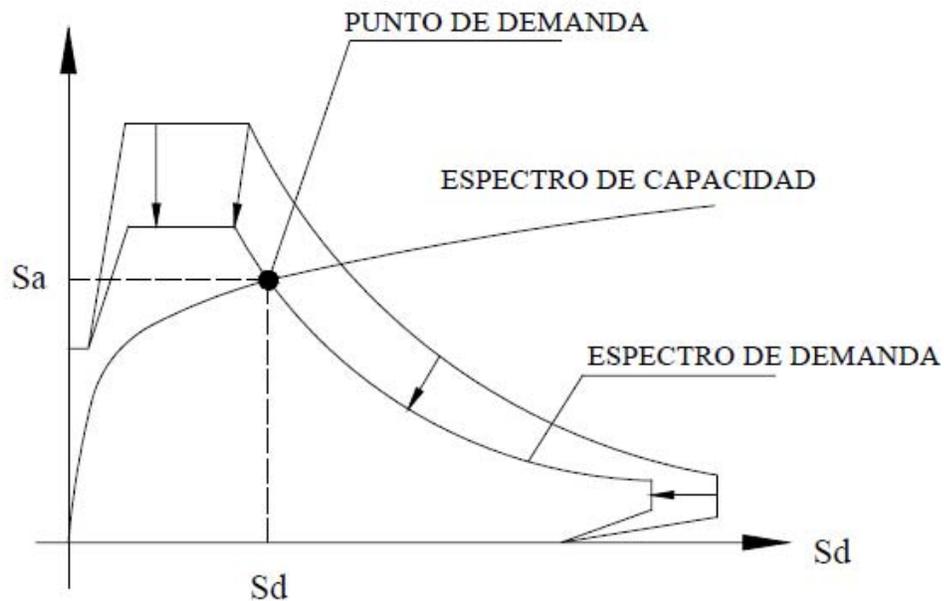


Figura 5.6 - Superposición de espectro de demanda vs espectro de capacidad. (Fuente: [58])

## 5.6 Límites máximos de deformaciones

Se verifica que la estructura cumpla con los límites de deformación máximos establecidos en el código VISION 2000 [15] para cada nivel de desempeño. Esto se realiza al graficar la curva de capacidad (figura 4.26) y compararla con los límites establecidos en la tabla 5.1

Para estructuras esenciales el límite máximo establecido por VISION 2000 es el de seguridad de vida, por lo tanto no se considera el límite de prevención de colapso.

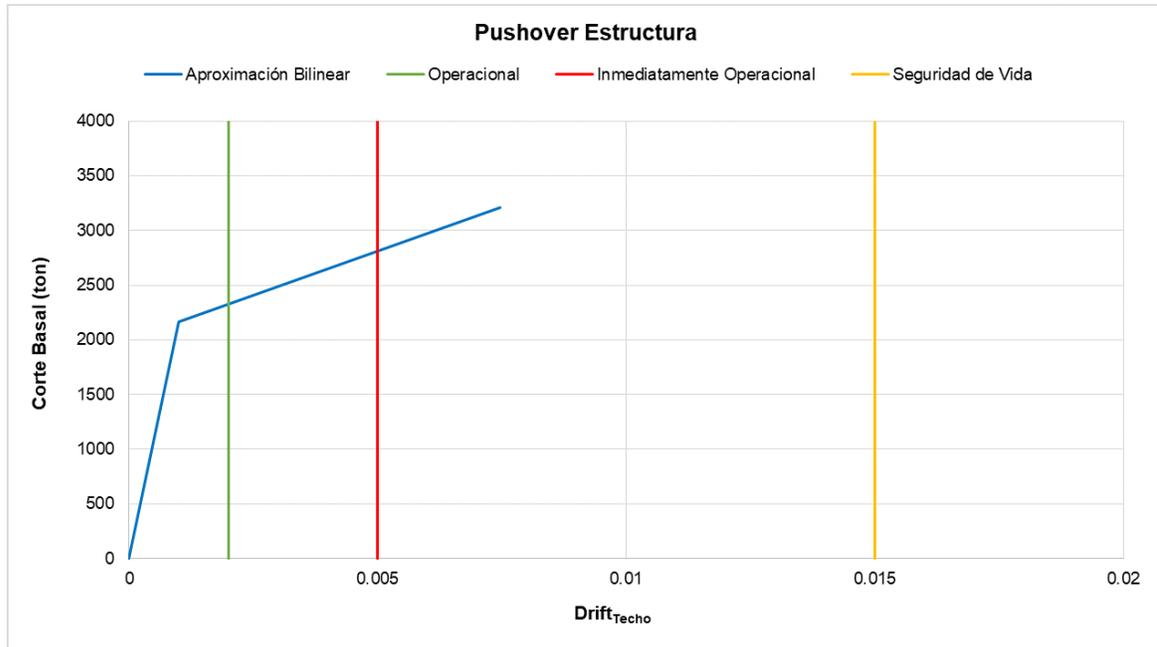


Figura 5.7 - Comparación *pushover* con límites máximos de VISION 2000. (Fuente: Propia)

De la figura 5.7 se observa que los límites propuestos por VISION 2000 son muy superiores a las deformaciones de la estructura. Esto se debe a que la estructura es muy rígida y posee deformaciones muy bajas, alcanzando un drift máximo de 0.008 el cual es inferior al límite máximo propuesto para "prevención de colapso" de 0.015.

## 5.7 Desempeño de la estructura

Para determinar el desempeño de la estructura se realiza el procedimiento descrito en el acápite 5.5 en el cual se grafica la curva de capacidad de la estructura en su formato A-D versus la curva de demanda elástica definida en el acápite 5.4.2.

La intersección de ambos puntos representa el punto de desempeño de la estructura, y este determina la capacidad de la estructura ante los distintos sismos.

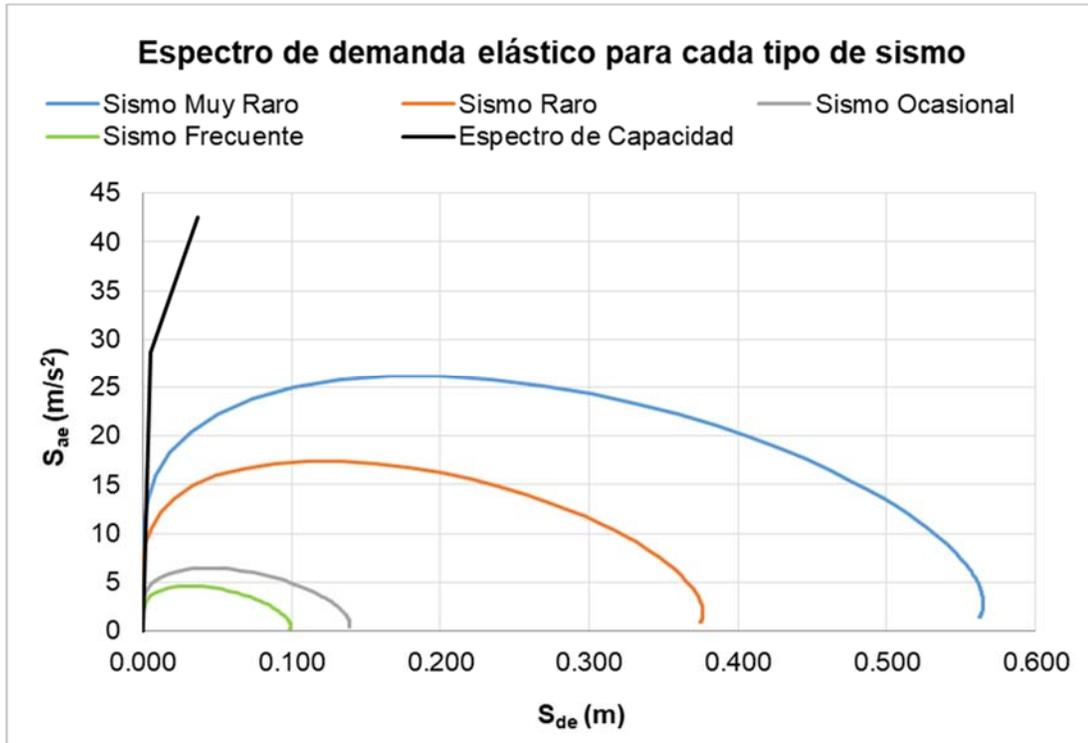


Figura 5.8 - Curva de capacidad vs curva de demanda elástica. (Fuente: Propia)

De la figura 5.8 se observa que la estructura no incursiona en el rango elástico por lo tanto el punto de desempeño de la estructura para cada uno de los sismos corresponde a la intersección de las curvas y no es necesario determinar la ductilidad.

## 5.7.1 Sismo frecuente- desempeño operacional

### 5.7.1.1 Punto de desempeño para un sismo frecuente

En la figura 5.9 se muestra el espectro de capacidad vs espectro de demanda con el punto de intersección de ambos definido como punto de desempeño. A continuación se presenta el desarrollo empleado por Villanueva [49]

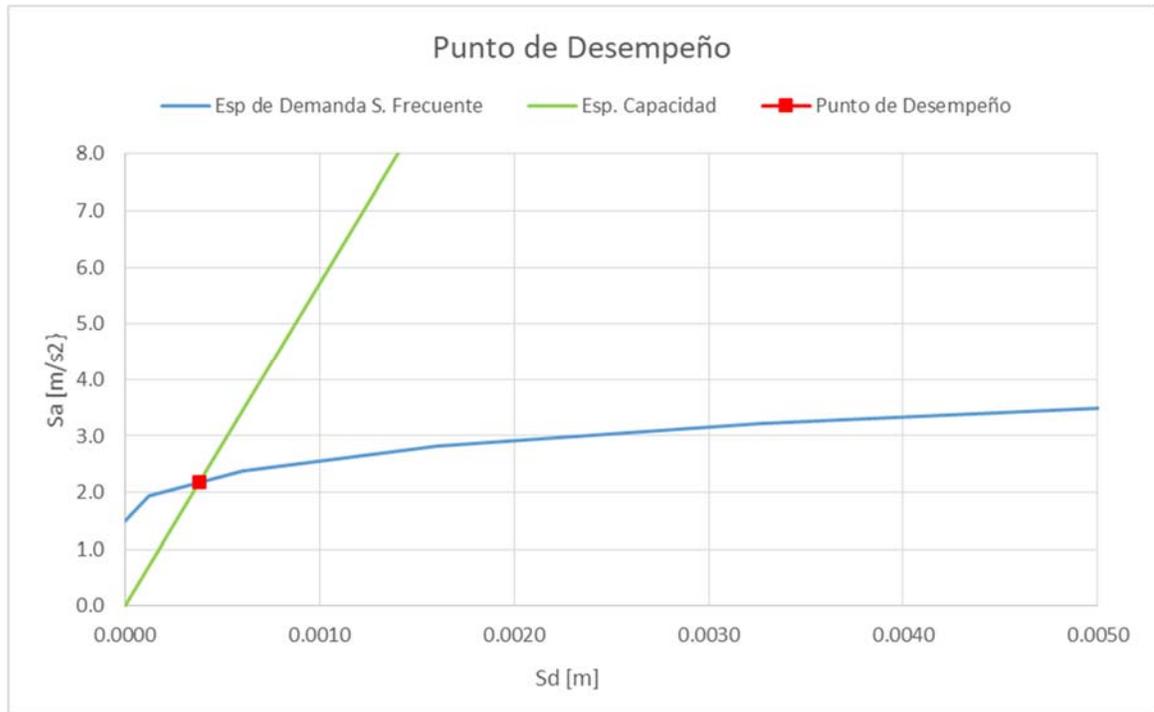


Figura 5.9 - Punto de desempeño para sismo frecuente. (Fuente: Propia)

Para determinar el punto de desempeño se utiliza la ecuación 6.9 que corresponde al tramo elástico de la curva de capacidad y se utiliza la ecuación que corresponde al tramo de la curva de demanda que interseca la curva de capacidad. De esta manera se obtiene un sistema de 2 ecuaciones.

$$\text{Curva capacidad} \quad S_a = 5713.1 \cdot S_d \quad (5.9)$$

$$\text{Curva demanda} \quad S_a = 921.04 \cdot S_d + 1.8268 \quad (5.12)$$

Resolviendo el sistema,

$$S_{a0} = 2.17792$$

$$S_{d0} = 0.00038$$

Con los valores obtenidos de seudo desplazamiento y seudo aceleración ( $S_{a0}, S_{d0}$ ) se puede obtener el desplazamiento de la estructura y el corte basal asociado mediante las ecuaciones 5.7 y 5.8, de esta manera se obtiene que:

$$D_{t0} = 1.235 \cdot S_d = 1.235 \cdot 0.00038 = 0.00047$$

$$S_{aj} = 75.52 \cdot S_{a0} = 75.52 \cdot 2.17792 = 164.48$$

### 5.7.1.2 Verificación del cumplimiento del objetivo de desempeño (sismo frecuente – desempeño operacional)

Para poder verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño debemos conocer el drift asociado a cada piso, este lo calcularemos utilizando la siguiente ecuación

$$Drift = \frac{\phi_j - \phi_i}{H_k} \cdot S_{dj} \quad (5.13)$$

Dónde:  $\phi_j - \phi_i$  corresponden a los factores periodos fundamentales de cada piso, y  $H_k$  corresponde a la altura entre piso = 3.23 [m].

Por lo tanto;

Tabla 5.5 - Drift asociados a cada piso y requerimiento (sismo frecuente/desempeño operacional)

PISO	$\phi$	$\phi_j - \phi_i$	Desp Relativo	Drift
2	1	0.412	0.00019	0.00006
1	0.588	0.588	0.00028	0.00009

### 5.7.1.3 Conclusiones desempeño ante un sismo frecuente

- I. La estructura incursiona en el rango lineal como es de esperarse de un sismo frecuente.
- II. El corte asociado a un sismo frecuente corresponde a un 7.6 % respecto al corte de fluencia de la estructura.

## 5.7.2 Sismo ocasional – desempeño operacional

De manera similar al capítulo anterior, se superponen los gráficos de capacidad y demanda para un sismo ocasional, como se muestra en la figura 5.10.

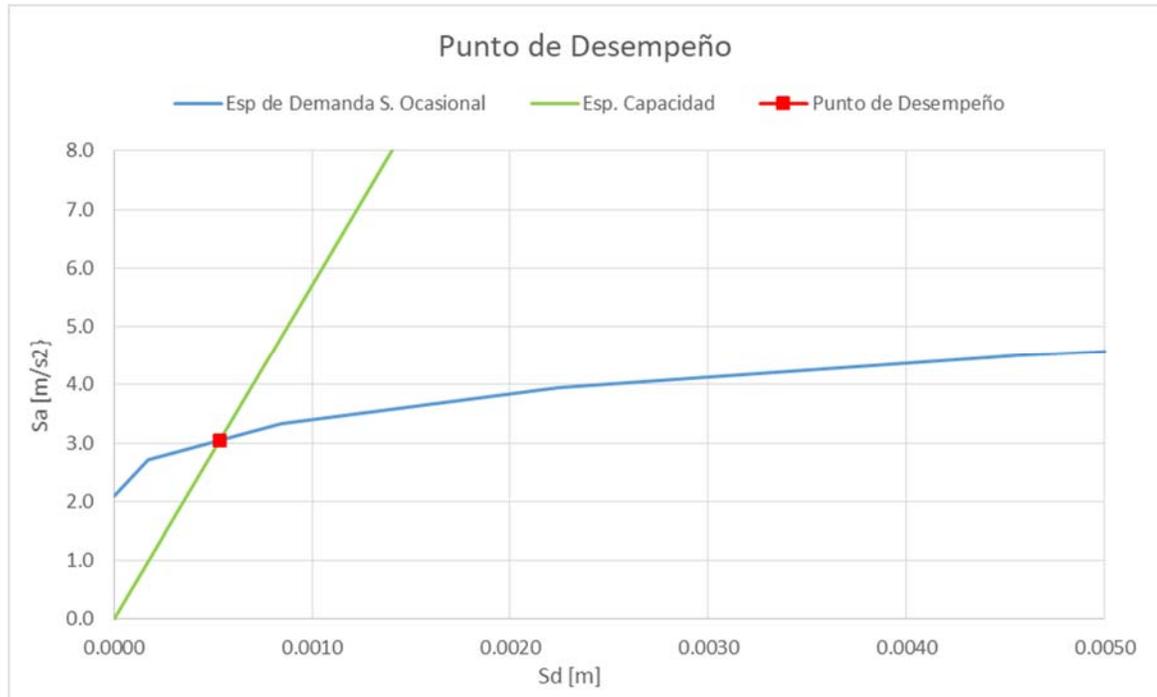


Figura 5.10 - Punto de desempeño para sismo ocasional. (Fuente: Propia)

Para determinar el punto de desempeño se utiliza la ecuación 5.9 que corresponde al tramo elástico de la curva de capacidad y se utiliza la ecuación que corresponde al tramo de la curva de demanda que interseca la curva de capacidad. De esta manera se obtiene un sistema de 2 ecuaciones.

$$\text{Curva capacidad} \quad S_a = 5713.1 \cdot S_d \quad (5.9)$$

$$\text{Curva demanda} \quad S_a = 921.04 \cdot S_d + 2.5575 \quad (5.14)$$

Resolviendo el sistema,

$$S_{a0} = 3.04905$$

$$S_{d0} = 0.00053$$

Con los valores obtenidos de seudo desplazamiento y seudo aceleración ( $S_{a0}, S_{d0}$ ) se puede obtener el desplazamiento de la estructura y el corte basal asociado mediante las ecuaciones 5.7 y 5.8, de esta manera se obtiene que:

$$D_{t0} = 1.235 \cdot S_d = 1.235 \cdot 0.00053 = 0.00066 \text{ [m]}$$

$$S_{aj} = 75.52 \cdot S_{a0} = 75.52 \cdot 3.04905 = 234.72 \text{ [tonf]}$$

### 5.7.2.1 Verificación del cumplimiento del objetivo de desempeño (sismo ocasional – desempeño operacional)

Para poder verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño debemos conocer el drift asociado a cada piso, este lo calcularemos utilizando la siguiente ecuación

$$Drift = \frac{\phi_j - \phi_i}{H_k} \cdot S_{dj}$$

Dónde:  $\phi_j - \phi_i$  corresponden a los factores periodos fundamentales de cada piso, y  $H_k$  corresponde a la altura entre piso = 3.23 [m].

Por lo tanto;

Tabla 5.6 - Drift asociados a cada piso y requerimiento (sismo ocasional/desempeño operacional)

PISO	$\phi$	$\phi_j - \phi_i$	Desp Relativo	Drift
2	1	0.412	0.00027	0.00008
1	0.588	0.588	0.00039	0.00012

### 5.7.2.2 Conclusiones desempeño ante un sismo ocasional

- I. La estructura incursiona en el rango lineal como es de esperarse de un sismo ocasional.
- II. El corte asociado a un sismo ocasional corresponde a un 10.84 % respecto al corte de fluencia de la estructura.

### 5.7.3 Sismo raro – desempeño inmediatamente operacional

De manera similar al capítulo anterior, se superponen los gráficos de capacidad y demanda para un sismo ocasional, como se muestra en la figura 5.11

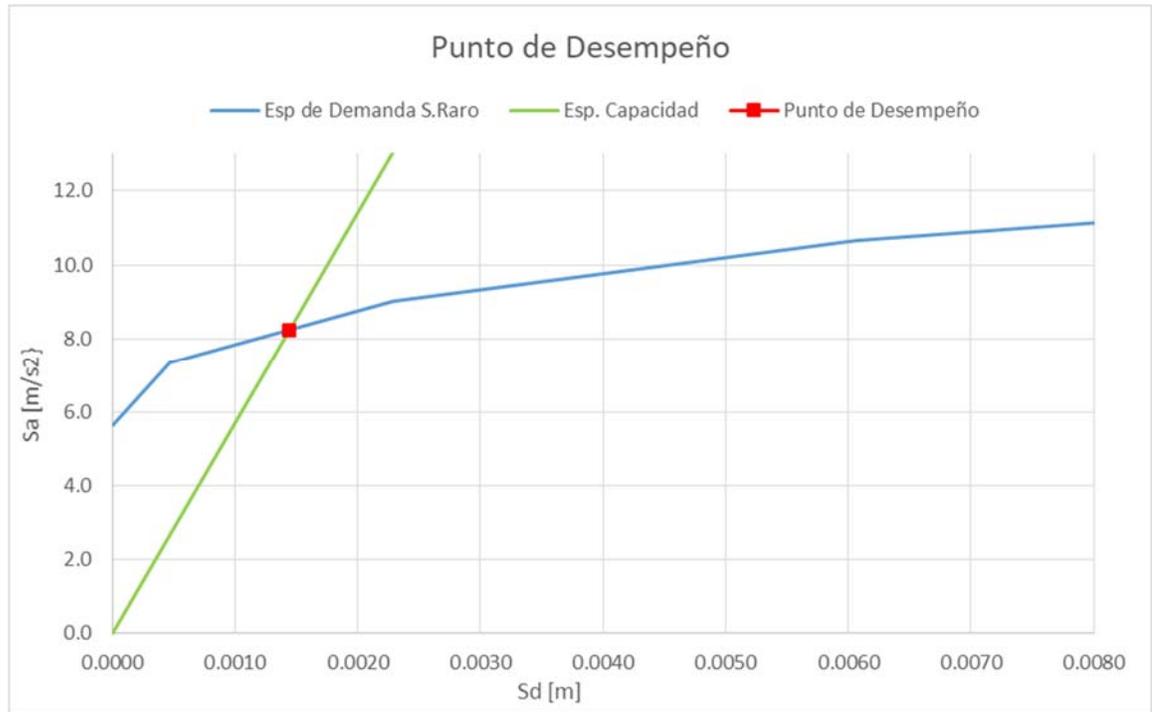


Figura 5.11 - Punto de desempeño para sismo raro. (Fuente: Propia)

Para determinar el punto de desempeño se utiliza la ecuación 5.9 que corresponde al tramo elástico de la curva de capacidad y se utiliza la ecuación que corresponde al tramo de la curva de demanda que interseca la curva de capacidad. De esta manera se obtiene un sistema de 2 ecuaciones.

$$\text{Curva capacidad} \quad S_a = 5713.1 \cdot S_d \quad (5.9)$$

$$\text{Curva demanda} \quad S_a = 921.04 \cdot S_d + 6.9152 \quad (5.15)$$

Resolviendo el sistema,

$$S_{a0} = 8.24431$$

$$S_{d0} = 0.00144$$

Con los valores obtenidos de seudo desplazamiento y seudo aceleración ( $S_{a0}, S_{d0}$ ) se puede obtener el desplazamiento de la estructura y el corte basal asociado mediante las ecuaciones 5.7 y 5.8, de esta manera se obtiene que:

$$D_{t0} = 1.235 \cdot S_d = 1.235 \cdot 0.00144 = 0.0017 \text{ [m]}$$

$$S_{aj} = 75.52 \cdot S_{a0} = 75.52 \cdot 8.24431 = 634.65 \text{ [tonf]}$$

### 5.7.3.1 Verificación del cumplimiento del objetivo de desempeño (sismo raro–desempeño inmediatamente operacional)

Para poder verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño debemos conocer el drift asociado a cada piso, este lo calcularemos utilizando la siguiente ecuación

$$Drift = \frac{\phi_j - \phi_i}{H_k} \cdot S_{dj}$$

Dónde:  $\phi_j - \phi_i$  corresponden a los factores periodos fundamentales de cada piso, y  $H_k$  corresponde a la altura entre piso = 3.23 [m].

Por lo tanto;

Tabla 5.7 - Drift asociados por piso y requerimiento (sismo raro/desempeño inmediatamente operacional)

PISO	$\phi$	$\phi_j - \phi_i$	Desp Relativo	Drift
2	1	0.412	0.00073	0.00023
1	0.588	0.588	0.00105	0.00032

### 5.7.3.2 Conclusiones desempeño ante un sismo raro

- I. La estructura incursiona en el rango lineal lo cual es muy superior a lo esperado, ya que para un sismo raro, según los criterios del código VISION 2000, se esperan deformaciones plásticas mínimas.
- II. El corte asociado a un sismo raro corresponde a un 29.30 % respecto al corte de fluencia de la estructura.

### 5.7.4 Sismo muy raro – desempeño seguridad de vida

De manera similar al capítulo anterior, se superponen los gráficos de capacidad y demanda para un sismo ocasional, como se muestra en la figura 5.12.

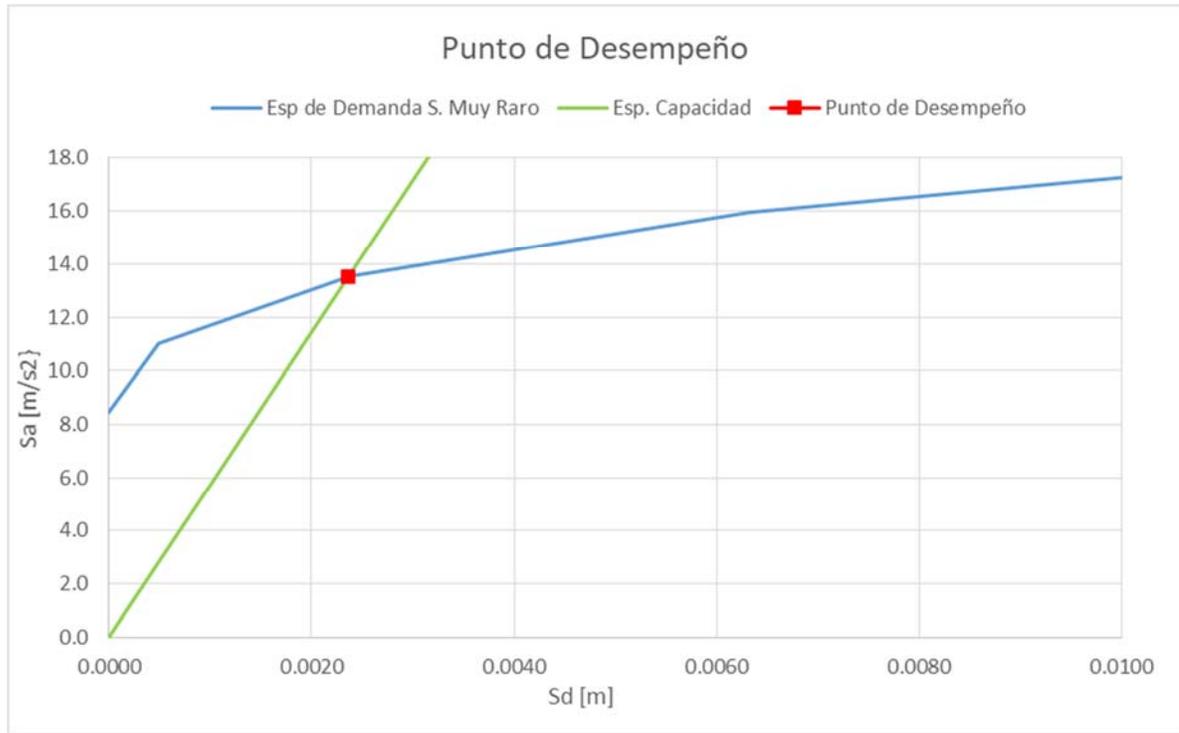


Figura 5.12 - Punto de desempeño para sismo muy raro. (Fuente: Propia)

Para determinar el punto de desempeño se utiliza la ecuación 5.9 que corresponde al tramo elástico de la curva de capacidad y se utiliza la ecuación que corresponde al tramo de la curva de demanda que interseca la curva de capacidad. De esta manera se obtiene un sistema de 2 ecuaciones.

$$\text{Curva capacidad} \quad S_a = 5713.1 \cdot S_d \quad (5.9)$$

$$\text{Curva demanda} \quad S_a = 921.04 \cdot S_d + 10.373 \quad (5.15)$$

Resolviendo el sistema,

$$S_{a0} = 12.367$$

$$S_{d0} = 0.0021$$

Con los valores obtenidos de seudo desplazamiento y seudo aceleración ( $S_{a0}, S_{d0}$ ) se puede obtener el desplazamiento de la estructura y el corte basal asociado mediante las ecuaciones 5.7 y 5.8, de esta manera se obtiene que:

$$D_{t0} = 1.235 \cdot S_d = 1.235 \cdot 0.0021 = 0.0027 \text{ [m]}$$

$$S_{aj} = 75.52 \cdot S_{a0} = 75.52 \cdot 12.367 = 951.99 \text{ [tonf]}$$

#### 5.7.4.1 Verificación del cumplimiento del objetivo de desempeño (sismo muy raro–desempeño seguridad de vida)

Para poder verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño debemos conocer el drift asociado a cada piso, este lo calcularemos utilizando la siguiente ecuación

$$Drift = \frac{\phi_j - \phi_i}{H_k} \cdot S_{dj}$$

Dónde:  $\phi_j - \phi_i$  corresponden a los factores periodos fundamentales de cada piso, y  $H_k$  corresponde a la altura entre piso = 3.23 [m].

Por lo tanto;

Tabla 5.8 - Drift asociados por piso y requerimiento (sismo muy raro/desempeño seguridad de vida)

PISO	$\phi$	$\phi_j - \phi_i$	Desp Relativo	Drift
2	1	0.412	0.00110	0.00034
1	0.588	0.588	0.00157	0.00049

#### 5.7.4.2 Conclusiones desempeño ante un sismo muy raro

- I. La estructura incursiona en el rango no lineal, lo cual, es muy superior a lo esperado, ya que para un sismo muy raro se esperan deformaciones permanentes y fallas en elementos que no afecten la seguridad de los ocupantes.
- II. El corte asociado a un sismo muy raro corresponde a un 43.95 % respecto al corte de fluencia de la estructura.

# CAPÍTULO VI

## 6 Método de Hirosawa

El método propuesto por Hirosawa [13] es de carácter cualitativo, el cual compara la vulnerabilidad de la estructura ante un sismo, mediante la comparación de un índice correspondiente a la resistencia provista por el edificio  $I_s$ , con un índice de resistencia demandada por un sismo  $I_{s0}$ .

Este método es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado. Fue propuesto originalmente para evaluar edificios de hormigón armado de altura media existentes o dañados, del orden de 6 a 8 pisos estructurados con muros o pórticos.

Ha sido utilizado en muchos países, y específicamente en Chile, para evaluar el desempeño de hospitales tales como:

- Hospitales Regional de Temuco y Base de Puerto Montt [59]
- Hospitales Carlos Van Buren y Dr. Gustavo Fricke [60]
- Hospitales de Neurocirugía y San Antonio [61]
- Hospitales San Juan de Dios de Curicó y Dr. Cesar Garavangno B. de Talca [62]
- Hospitales de Chillán y Clínico Regional de Concepción [63]

De los cuales se obtuvo una vulnerabilidad baja desde el punto de vista estructural.

La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

- Si  $I_s > I_{s0}$  se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.
- Si  $I_s \leq I_{s0}$  se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, y por lo tanto se considera como inseguro.

Donde:

$I_s$ : Índice de comportamiento sísmico.

$I_{s0}$ : Índice de demanda sísmica.

A continuación se describirá un resumen del método propuesto por Hirosawa [13], el cual se encuentra ampliamente descrito en el documento oficial. También se muestran los cálculos realizados para obtener el índice de comportamiento sísmico para el caso de estudio.

## 6.1 Cálculo del índice $I_s$

El cálculo del índice de comportamiento sísmico relaciona la resistencia a corte de cada piso de la estructura en cada dirección de análisis, con la cuantificación de las irregularidades de la planta, y el deterioro de la edificación, los cuales se clasifican en deformación permanente, grietas en muros o columnas, si ha sufrido incendios, si almacena sustancias químicas o si ha sufrido algún daño estructural. Todo se encuentra especificado ampliamente en el método de Hirosawa [13].

Dado que el caso de estudio es una edificación nueva, no se considera el deterioro de la estructura; por lo tanto, solo se cuantifican las irregularidades que posee la planta.

Se calcula mediante la ecuación 3.1:

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (6.1)$$

Donde:

$E_0$ : Índice sísmico básico del comportamiento estructural

$S_D$ : índice de configuración estructural.

$T$  : Índice de deterioro de la edificación ( $T= 1,0$ , sin deterioro)

## 6.2 Cálculo del índice básico del comportamiento estructural ( $E_0$ )

Este índice se calcula para cada dirección de análisis, a partir de la resistencia al corte de cada piso, considerando solo los elementos sismo resistente de la estructura, tales como muros y pilares que transmitan las cargas horizontales y verticales a la fundación.

El índice  $E_0$  se calcula como la suma de los productos de área de la sección transversal de un muro o columna y su resistencia al corte, como los elementos resistentes de la estructura poseen distintos niveles de deformación es necesario disminuir el cálculo de la resistencia por un factor  $\alpha$ .

Este índice ( $\alpha_i$ ) es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F)

El índice  $E_0$  se calcula para cada piso y dirección de análisis utilizando la ecuación 3.2:

$$E_0 = \frac{(n_p+1)}{(n_p+i)} \cdot [\alpha_1 \cdot (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 \cdot C_w + \alpha_3 \cdot C_c] \cdot F \quad (6.2)$$

Dónde:

$\alpha_i$  : Factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico. Los valores de estos factores se entregan en la tabla 6.1 cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente

$n_p$ : Número de pisos del edificio.

$i$  : Nivel que se evalúa.

$C_{mr}$  : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería reforzada.

$C_{sc}$  : Índice de resistencia proporcionada por columnas cortas de hormigón armado.

$C_a$  : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada.

$C_{ma}$  : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada.

$C_w$  : Índice de resistencia proporcionada por los muros de hormigón armado.

$C_c$  : Índice de resistencia proporcionada por columnas no cortas de hormigón armado

$F$  : Índice de ductilidad,  $F = 1,0$  si  $C_{mr}$ ,  $C_a$  y  $C_{sc}$  son iguales a cero,  $F=0,8$  si  $C_{mr}$ ,  $C_a$  y  $C_{sc}$  son distintos de cero.

En caso de que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de  $F$  es igual a 1,0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

La capacidad sísmica debe calcularse, en primer lugar, considerando la falla de elementos más frágiles; sin embargo, si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo y despreciando la resistencia de los elementos que han fallado.

La tabla 6.1 establece los coeficientes establecidos por Hirosawa, los cuales dependen del tipo de falla que controla el diseño.

Tabla 6.1 - Coeficientes  $\alpha$  según tipo de falla método Hirosawa (Fuente: [13])

Valores de coeficiente $\alpha_i$				
Tipo	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	Tipo de Falla
A	1	0.7	0.5	Muros de albañilería, columnas cortas
B	0	1	0.7	Muros de Hormigón Armado controlan la falla
C	0	0	1	Columnas de Hormigón armado controlan la falla

Para el caso de estudio, definido en el acápite 2.2 se establece que los muros de hormigón armado controlan la falla, por lo tanto se considera el tipo de estructura como tipo B.

Para calcular la resistencia de los distintos elementos estructurales, dado que el caso de estudio solo cuenta con muros de hormigón armado y columnas no cortas, se definen los siguientes parámetros [13]:

$$C_w = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{30 \cdot \sum A_{m1} + 20 \cdot \sum A_{m2} + 12 \cdot \sum A_{m3} + 10 \cdot \sum A_{m4}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (6.3)$$

$$C_w = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{10 \cdot \sum A_{c1} + 7 \cdot \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (6.4)$$

Donde:

$f_c$  = resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón (250 kg/cm<sup>2</sup>).

$\sum A_{m1}$  : suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, con columnas en ambos extremos y cuantía igual o mayor a 1.2%

$\sum A_{m2}$  : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima.

$\sum A_{m3}$  : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en sus extremos, una esbeltez menor o igual a 2, y cuantía mínima.

$\sum A_{m4}$  : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas y esbeltez del muro mayor a 2

$\sum A_{c1}$  : Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado, donde la relación de entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

$\sum A_{c2}$  : Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado, donde la relación de entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.

$W_j$  : peso del piso j.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en  $\text{cm}^2$ , las resistencias y tensiones en  $\text{kgf/cm}^2$  y los pesos en  $\text{kgf}$ .

Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismo resistente, estos valores se han determinado considerando las características de los refuerzos de los muros de hormigón armado construidos en Chile, lo que incorpora modificaciones a las expresiones propuestas por Hirosawa [13], Iglesias [14] y Raymondi [64], los cuales se expresan as en  $\text{kgf/cm}^2$ .

Se determinará el índice  $E_0$  para el caso estudio, definido en el acápite 2.2. De la figura 2.3 y tabla 2.2 se obtienen los datos de la tabla 6.2:

Tabla 6.2 - Áreas de muros y columnas por cada piso de la estructura analizada.  
(Fuente: Propia)

Muros dirección X		
Espesor Muros	20	cm
Largo Total Muros	7090	cm
Área Total Muros	141800	$\text{cm}^2$

Muros dirección Y		
Espesor Muros	20	cm
Largo Total Muros	6942	cm
Área Total Muros	138820	$\text{cm}^2$

Columnas tipo		
Dimensiones Columna Tipo	25x25	cm
Cantidad Columnas	13	cm
Total Área Columnas	8125	$\text{cm}^2$

De acuerdo a la ecuación 6.2 es necesario calcular los índices de resistencia proporcionados por los elementos que componen la estructura estudiada, de acuerdo a la geometría definida en el acápite 2.2 .De acuerdo a esto:

-Los muros poseen una esbeltez menor a 2, esto se obtiene dividiendo la altura del muro 6.16 [m] por la longitud del muro.

-Las columnas poseen una esbeltez mayor a 6, esto se obtiene dividiendo la altura útil por el ancho.

Por lo tanto, la ecuación 6.3 y ecuación 6.4 quedan definidas como:

$$C_w = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{12 \cdot \sum A_{m3}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (6.3')$$

$$C_w = \frac{f_c}{200} \cdot \frac{7 \cdot \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (6.4')$$

Donde:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$W_j$  = corresponde al peso del piso de estudio, 477540 [kgf] para el piso 1, y 334500 [kgf] para el piso 2 (según acápite 2.2)

Se calculan los índices de resistencia para cada dirección de análisis y para cada piso de la estructura.

- Para el caso del primer piso en dirección X se obtiene que:

$$C_w = \frac{250}{200} \cdot \frac{12 \cdot 141800}{477540} = 4.454 \quad (6.5)$$

$$C_w = \frac{250}{200} \cdot \frac{7 \cdot 8125}{477540} = 0.149 \quad (6.6)$$

Con los datos obtenidos mediante las ecuaciones 6.5 y 6.6 se calcula el índice  $E_0$ , considerando que el caso de estudio solo posee índice de resistencia por muros de hormigón armado, y índice de resistencia por columnas de hormigón armado, la ecuación 6.2 queda definida como :

$$E_0 = \frac{(2+1)}{(2+1)} \cdot [1 \cdot 4.454 + 0.7 \cdot 0.149] \cdot 1 = 4.558 \quad (6.7)$$

- Para el caso del segundo piso en dirección X se obtiene que:

$$C_w = \frac{250}{200} \cdot \frac{12 \cdot 141800}{812040} = 2.619 \quad (6.8)$$

$$C_w = \frac{250}{200} \cdot \frac{7 \cdot 8125}{812040} = 0.087 \quad (6.9)$$

Por lo tanto, para el segundo piso en dirección X, el índice  $E_0$  se calcula con la ecuación 6.2

$$E_0 = \frac{(2+1)}{(2+1)} \cdot [1 \cdot 2.619 + 0.7 \cdot 0.087] \cdot 1 = 2.010 \quad (6.10)$$

De igual manera se calcula el índice  $E_0$  para ambos piso en dirección Y, lo que se resume en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 - Valores calculados índice  $E_0$  para el caso de estudio. (Fuente: propia)

Piso	Dirección	$C_w$	$C_c$	$E_0$
1er Piso	X	4,454	0,149	4,558
	Y	4,361	0,149	4,465
2do Piso	X	2,619	0,088	2,010
	Y	2,565	0,088	1,969

El valor de  $E_0$  mínimo se considera representativo para el edificio analizado.

### 6.3 Cálculo de $S_D$

El coeficiente  $S_D$  cuantifica irregularidades de acuerdo a las principales características de la estructura que se analiza, las cuales se especifican en la tabla 6.4.

Hirosawa [13] propone calcular  $S_D$  cuando se usa el primer nivel de evaluación de vulnerabilidad con la ecuación 3.11:

$$S_D = \prod_{i=1}^{i=8} q_i \quad (6.11)$$

Donde:

$$q_i = \{1, 0 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \quad \text{para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7 \text{ y } 8$$

$$q_i = \{1, 2 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \quad \text{para } i = 6$$

Los valores de  $G_i$  y  $R_i$  recomendados por Hirosawa se indican en la tabla 6.4 a continuación:

Tabla 6.4 - Factores de geometría Hirosawa (Fuente: [13])

ITEMS	$G_i$			$R_i$
	1,0	0,9	0,8	
$q_i$				
1. Regularidad	Regular( $a_1$ )	Mediano ( $a_2$ )	Irregular( $a_3$ )	1,0
2. Relación Largo-ancho	$B \leq 5$	$5 \leq B \leq 8$	$B > 8$	0,5
3. Contracción de planta	$0,8 \leq c$	$0,5 \leq c \leq 0,8$	$c < 0,5$	0,5
4. Atrio o patio interior	$R_{ap} = 0,1$	$0,1 \leq R_{ap} \leq 0,3$	$0,3 < R_{ap}$	0,5
5. Excentricidad de atrio o patio interior	$f_1 = 0,4$	$f_1 \leq 0,4$	$0,4 < f_1$	0,25
	$f_2 = 0,1$	$0,2 < f_2 \leq 0,3$	$0,3 < f_2$	
6. Subterráneo	$1,0 \leq R_{as}$	$0,5 \leq R_{as} \leq 1,0$	$R_{as} < 0,5$	1,0
7. Junta de dilatación	$0,01 \leq s$	$0,005 \leq s < 0,01$	$s < 0,005$	0,5
8. Uniformidad de altura de piso	$0,8 \leq R_h$	$0,87 \leq R_h < 0,8$	$R_h < 0,7$	0,5

La descripción de cada una de las características se define a continuación:

1. Regularidad a<sub>1</sub>:

a<sub>1</sub>: La planta es simétrica en cada dirección y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que  $l/b \geq 0,5$ .

En la figura 6.1 se muestran las dimensiones consideradas como b y l.

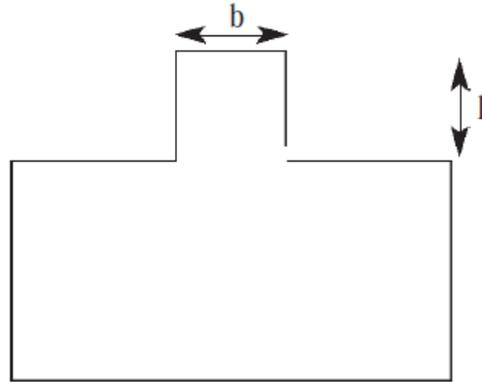


Figura 6.1 - Regularidad de la planta (fuente: [13])

a<sub>2</sub>: La planta no es regular, y el área de salientes es menor que el 30% del área total de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

a<sub>3</sub>: La planta es más irregular que el caso a<sub>2</sub>, y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta. En esta categoría también entran las plantas L, T, U.

2. Relación largo – ancho, B :

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta.

En las plantas tipo L, T, U y otras se considera el largo total como  $2 \cdot l$ , para l indicado en la figura 6.2.



Figura 6.2 - Relación largo-ancho (fuente: [13])

3. Contracción de la planta, c :

La figura 6.3 , establece los factores de consideración utilizados en la ecuación 6.12

$$c = \frac{D_1}{D_0} \quad (6.12)$$

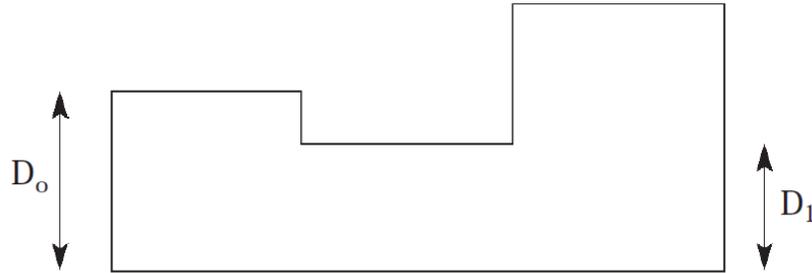


Figura 6.3 - Contracción de la planta (Fuente: [13])

4. Atrio o patio interior, R<sub>ap</sub>

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de hormigón armado no se considera en este análisis.

5. Excentricidad de atrio o patio interior , f

$f_1$  : Razón entre la distancia del centro de la planta, al centro del atrio, y la longitud menor de la planta.

$f_2$  : Razón entre la distancia del centro de la planta, al centro del atrio, y la longitud mayor de la planta.

6. Subterráneo , R<sub>as</sub>

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

7. Junta de dilatación , s

Este criterio aplica en edificios que tienen junta de dilatación

Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel del suelo donde se encuentra.

## 8. Uniformidad de altura de piso , $R_{ah}$

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es remplazado por el piso inmediatamente inferior.

Para el cálculo del índice  $S_D$  del caso de estudio se definen los factores de la tabla 6.4 :

- 1) Regularidad= Para el caso de estudio, según la figura 2.3 la planta es del tipo L, y el área saliente es de  $64\text{m}^2$  correspondiente a un 14% del total de la estructura ( $520\text{m}^2$ ) por lo tanto corresponde al caso  $a_2$ .
- 2) Para el caso de estudio, la relación largo – ancho, según figura 2.3 corresponde a Largo =  $38\text{[m]}$ , ancho =  $12\text{ [m]}$ , por lo tanto relación largo ancho es igual a 3.16.
- 3) La contracción de la planta según la figura 2.3 para el caso Y,  $c= D_1/D_0$  es igual a 0.60, para el caso X el valor de  $c = 0.20$
- 4) La estructura del caso de estudio no posee atrio, considerando que la ecuación 6.6 es una productoria, este factor se asume igual a 1.
- 5) La estructura del caso de estudio no posee atrio, considerando que la ecuación 6.6 es una productoria, este factor se asume igual a 1.
- 6) La estructura del caso de estudio no posee subterráneo, considerando que la ecuación 6.6 es una productoria, este factor se asume igual a 1.
- 7) La estructura del caso de estudio no posee juntas de dilatación, considerando que la ecuación 6.6 es una productoria, este factor se asume igual a 1.

La tabla 6.5 define los parámetros para determinar el índice  $S_D$  del caso de estudio.

Tabla 6.5 - Parámetros para determinar el índice  $S_D$  en la dirección X.

Items	$G_j$	$R_i$	$q_i$
1	0.9	1	0.9
2	1	0.5	1
3	1	0.5	0.95
4	1	0.5	1
5	1	0.25	1
6	1	1	1.2
7	1	0.5	1
8	1	0.5	1

Para la dirección de análisis en Y, los valores de contracción lo cual se refleja en la tabla 6.6

Tabla 6.6 - Parámetros para determinar el índice  $S_D$  en la dirección Y.

Items	$G_j$	$R_i$	$q_i$
1	0.9	1	0.9
2	1	0.5	1
3	1	0.5	0.9
4	1	0.5	1
5	1	0.25	1
6	1	1	1.2
7	1	0.5	1
8	1	0.5	1

Por lo tanto la ecuación 6.11 para el calcular el índice  $S_D$  queda definida como:

$$S_D = \prod_{i=1}^{i=8} q_i \quad (6.11)$$

$$S_D = 0.9 \cdot 1 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 1 = 1.026 \quad \text{para la dirección X}$$

$$S_D = 0.9 \cdot 1 \cdot 0.90 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 1 = 0.972 \quad \text{para la dirección Y}$$

Por lo tanto se utiliza el valor 0.972 que coincide con la dirección desfavorable para el índice  $E_0$

### Índice $I_s$

Obtenido los valores de  $E_0$ ,  $S_D$  se calcula el índice sísmico básico de comportamiento estructural  $I_s$  mediante la ecuación 3.1

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (6.1)$$

Donde

$E_0$  = Se utiliza el valor menor obtenido en el acápite 6.2 ya que este se considera como el valor mínimo que representa la estructura analizada.

$S_D$  = El valor obtenido en el acápite 6.3 se considera como representativo de la estructura.

$T = 1$ , como se define previamente, la estructura corresponde a una edificación nueva por lo tanto no existe deterioro en la estructura.

Por lo tanto,

$$I_s = 1.969 \cdot 0.972 \cdot 1 = 1.914 \quad (6.1')$$

## 6.4 Cálculo del índice $I_{s0}$

El índice  $I_0$  corresponde a la demanda sísmica a la que está sometida la estructura, en ciertos textos se traduce como índice de juicio sísmico [61]. Establece si la edificación tiene un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones sísmicas, según se define en acápite 6.1.

Este índice se calcula con la ecuación 6.12 propuesta por Hirosawa [13]:

$$I_{s0} = E_{s0} \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (6.12)$$

Donde:

$E_{s0}$ : Resistencia sísmica básica requerida en función del corte máximo por piso.

$Z$  : Factor de zona sísmica, su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ( $0,5 \leq Z \leq 1$ )

$G$ : Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

$U$ : Factor de importancia del edificio por su uso (1.0).

Para el caso de estudio, se considera la demanda básica sísmica según lo establecido en la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6], considerando que la estructura debe permanecer operativa en todo momento, y el nivel de daño debe evitar la puesta fuera de servicio del edificio.

El factor  $G$  se considera igual a 1,0 para condiciones topográficas sin pendiente e igual a 1,1 para zona de pendiente. Dado que la práctica habitual en Chile es de nivelar los terrenos para la construcción, este valor se considera igual a 1.

El factor de importancia  $U$ , depende del uso que se le da a la edificación, donde para edificaciones esenciales, implica un aumento del 20% de la carga sísmica según lo establecido en la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]. En este caso el factor  $U$  considera igual a 1,0 dado que las condiciones demandadas por el uso del edificio se consideran al establecer el valor de  $E_{s0}$ , donde se utiliza el factor de importancia  $I=1.2$ .

Para edificios de hormigón armado, el coeficiente sísmico máximo se calcula según la tabla 6.4 de la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6], el cual para un factor  $R=7$  corresponde a la ecuación 6.13.

$$C_{m\acute{a}x} = 0.35 \cdot S \cdot A_0/g \quad (6.13)$$

Donde:

$A_0= 0.4g$  para zona sísmica 3. Considerada en el caso de estudio.

$S$  = Efecto de amplificación del suelo. Valores definidos en la NCh433 Of 96 mod 2012 [6] para un suelo tipo D, este valor corresponde a 1.2.

El valor de  $C_{m\acute{a}x}$  representa el nivel de demanda sismica de la estructura, por lo cual puede ser modificado dependiendo del nivel de evaluaci3n de la misma, para un sismo habitual se considera el valor de  $C_{m\acute{a}x}$  de la tabla 6.4 de la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6], para un sismo severo se puede aplicar el corte elástico de la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

Considerando que se evalúa el desempeñio para el comportamiento habitual de la edificaci3n, se considera el uso de  $C_{m\acute{a}x}$  establecido en la norma, además como medida comparativa con el análisis realizado.

Por lo tanto, el índice  $E_0$ , para el caso de estudio se determina segun la ecuaci3n 6.14:

$$E_{s0} = 1.4 \cdot I \cdot 0.35 \cdot S \cdot A_0/g \quad (6.14)$$

Donde:

$I$  = Factor de importancia definido en la NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6] igual a 1.2 para hospitales.

El valor 1.4 se obtiene como recomendaci3n en los documentos de vulnerabilidad de hospitales en Chile [59] [60] [61] [62] [63]. Esto se debe a que en el diseño sismico de las estructuras se utilizan factores de reducci3n de capacidad que varían entre 0.6 y 0.8, La resistencia requerida puede obtenerse amplificando el valor por 1.4.

Para el caso de estudio, el valor de  $E_{s0}$  se define como:

$$E_{s0} = 1.4 \cdot 1.2 \cdot 0.35 \cdot 1.2 \cdot 0.4 = 0.28 \quad (6.14')$$

Para determinar el valor de  $I_{s0}$  se utiliza la ecuaci3n 6.12:

$$I_{s0} = 0.28 \cdot 1 \cdot 1 = 0.28$$

$$I_s > I_{s0}$$

$$1.91 > 0.2$$

Al comparar este valor con el índice  $I_s$  se obtiene que la estructura tiene un comportamiento sismico seguro ante un evento sismico, segun el m3todo de Hirosawa [13].

Utilizando los procedimientos descritos en este capítulo se calculan los distintos índices de Hirosawa para distintos Cesfam, cuyos valores se encuentran resumidos en la tabla 6.7

Tabla 6.7 - Índice de Hirosawa para distintos Cesfam.  
(Fuente: propia)

Cesfam	$I_s$	$I_{s0}$	Condición Hirosawa
OVALLE	1.06	0.28	Comportamiento Seguro
TIERRAS BLANCAS	0.87	0.28	Comportamiento Seguro
PEDRO DE VALDIVIA	0.69	0.31	Comportamiento Seguro
MONTE AGUILA	1.05	0.28	Comportamiento Seguro
LA LIGUA	0.78	0.31	Comportamiento Seguro
ISABEL RIQUELME	1.33	0.31	Comportamiento Seguro
CESFAM L (CASO ESTUDIO)	1.91	0.28	Comportamiento Seguro

Los principales factores que afectan al desempeño de la estructura, aplicando el método de Hirosawa corresponden al índice de configuración estructural. Estos factores están definidos en el acápite 6.3 y resumidos en la tabla 6.4.

## CAPÍTULO VII

### 7 Modificación del Caso de Estudio

Según lo determinado en los capítulos 4,5 y 6, la estructura es capaz de resistir las demandas casi completamente elásticas, sin incursionar en el rango inelástico.

Según un estudio de Wood [65], los edificios chilenos tenían una densidad de muros con valores de rango comprendido entre 1,5% y 3,5%. Rango en el cual se observó que los edificios prácticamente no sufrieron daños estructurales durante el terremoto de 1985.

Un nuevo estudio realizado por Calderón en 2007 [66] estableció que la densidades de muros para las nuevas edificaciones varían entre 2% y 3,5%. Rango en el cual si se produjeron daños en edificios de hormigón armado, debido principalmente a la disminución de espesores de muros [67], en el estudio de Wood los muros tenían un espesor promedio de 30 cm, mientras que en el estudio de Calderón [66] el espesor promedio es de 20 cm.

De acuerdo al trabajo presentado por Meriño [68] es recomendable diseñar con una densidad de muros del 2% debido al ahorro en hormigón y acero entre un 7% y un 10%.

Considerando que la densidad actual de la estructura analizada, corresponde a 3,2%, y se desea optimizar el diseño, se propone reducir la densidad de muros.

Se procede a reducir la densidad de muros bajo las siguientes condiciones: considerando que los muros cumplan con armadura mínima y los refuerzos en vigas y columnas no impliquen una mayor modificación. Se establece que el valor mínimo corresponde a una densidad de muros del 1%, valores inferiores requieren una mayor armadura y posible aumento en el espesor de muros, aumentar espesor de columnas y cuantía de refuerzo, por lo tanto la densidad de muros queda establecida en la tabla 7.1.

Tabla 7.1 - Densidad de muros propuesta para la estructura de análisis.

	Eje X	Eje Y
Área Muros	5.09	4.95
Área Planta	520	520
Densidad Muros	1%	1%

En la figura 7.1 se muestra la planta con los muros y columnas para la estructura modificada, los muros elegidos se ubican en los extremos del edificio de tal forma de reducir los efectos de torsión.

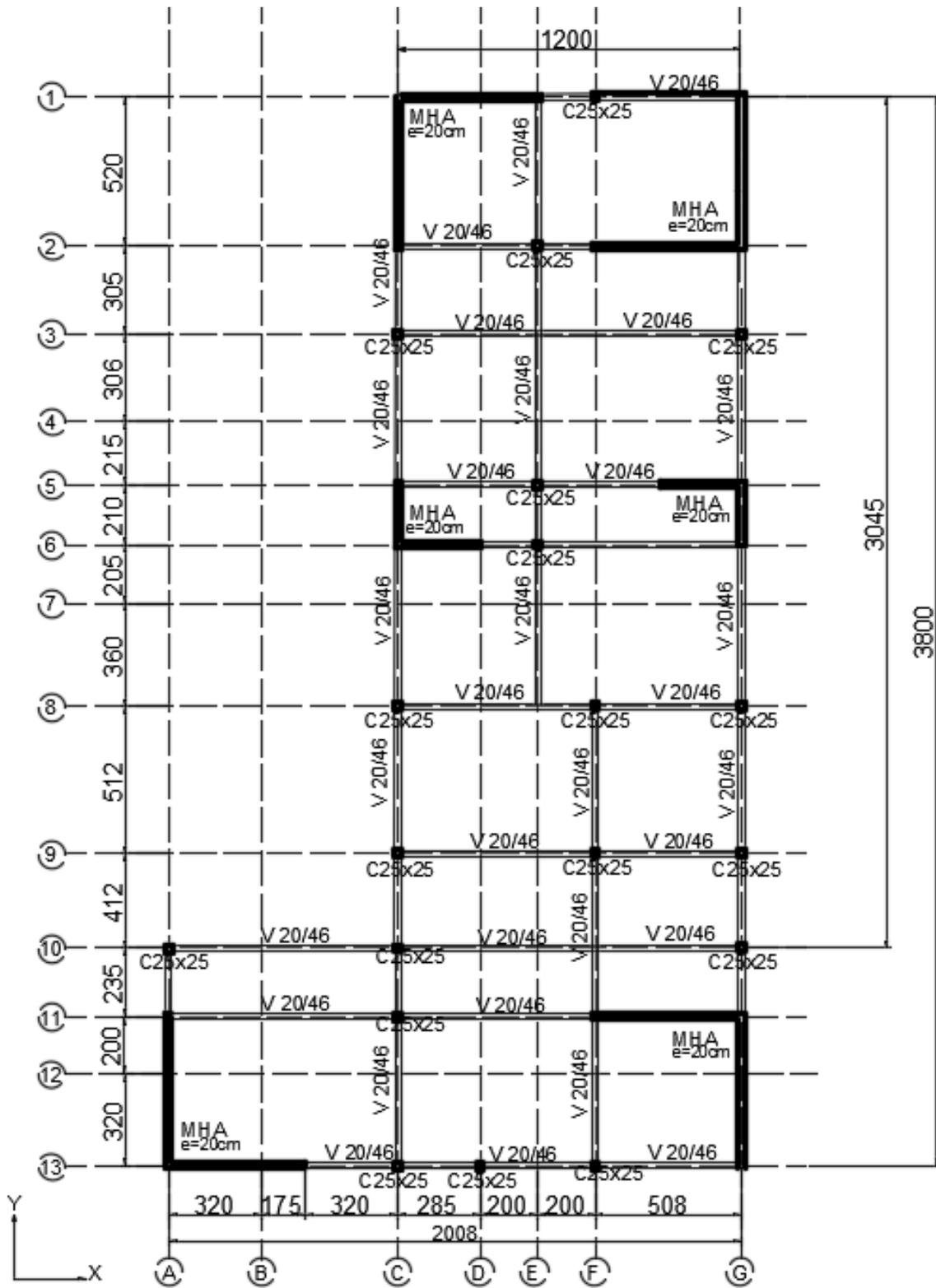


Figura 7.1 - Planta de estructuras modificada. (Fuente: Propia)

## 7.1 Método de Hirosawa

### 7.1.1 Cálculo del Índice $E_0$

Según se define en el acápite 6.2, se calcular los valores de  $C_c$  y  $C_w$  para obtener el valor  $E_0$ , esto se muestra resumido en la tabla 7.2.

Tabla 7.2 - Valores  $C_c$ ,  $C_w$  y  $E_0$  estructura modificada. (Fuente: Propia)

Piso	Dirección	$C_w$	$C_c$	$E_0$
1er Piso	X	4.789	0.652	5.245
	Y	4.656	0.652	5.112
2do Piso	X	2.834	0.386	2.328
	Y	2.755	0.386	2.268

### 7.1.2 Cálculo del Índice $S_D$ , $I_s$

Dado que la estructura cumple los criterios de geometría de la planta original (regularidad, contracción de planta) el valor de  $S_D$  se mantiene, utilizando la ecuación 6.1 se obtiene un valor de  $I_s$  igual a 2.33.

### 7.1.3 Cálculo del índice $I_{S0}$

Considerando que la demanda inicial depende de la zona sísmica, tipo de suelo, esta no se ve afectada por la modificación de la planta, por lo tanto el valor de  $I_{S0}$  se mantiene, por lo tanto

$$I_{S0} = 0.28$$

Luego

$$I_s > I_{S0}$$
$$2.33 > 0.28$$

Por lo tanto, desde el punto de vista del Índice de Hirosawa, se establece que es posible reducir la densidad de muros, no obstante, al reducir muros y aumentar columnas, la estructura queda controlada por falla de columnas, y el valor de índice de Hirosawa se modifica para otro tipo de estructura.

El índice de Hirosawa aumenta respecto a la estructura original, esto se debe principalmente a que si bien disminuyen los elementos resistentes, disminuye el peso sísmico de la estructura, lo que implica un aumento en la resistencia global de la estructura.

## 7.2 Análisis no lineal

### 7.2.1 Análisis *pushover* estructura modificada

Realizando los procedimientos descritos en los capítulos 3 y 4 se realiza el análisis no lineal con el software Perform 3D [19] En la figura 7.2 y figura 7.3 se muestra el resultado del análisis *pushover*.

Dirección X:

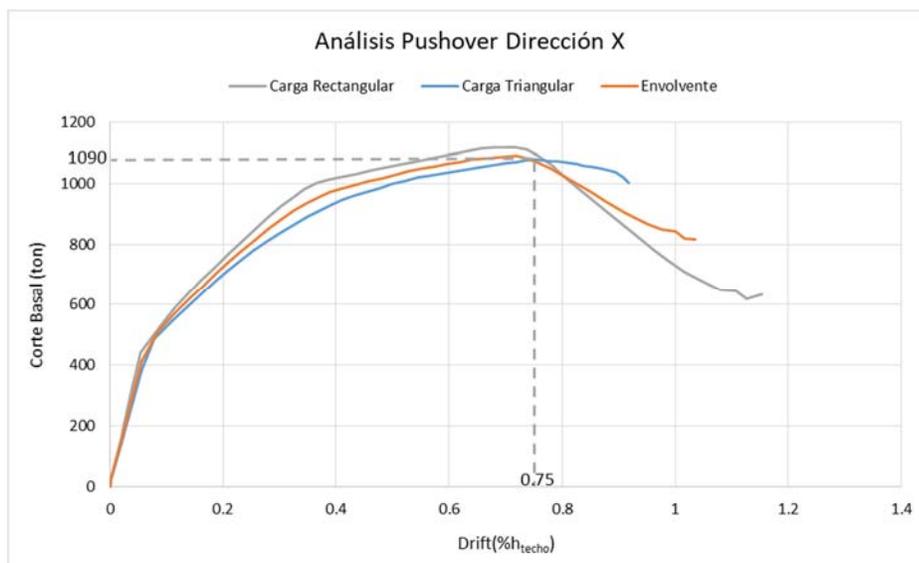


Figura 7.2 - Análisis *pushover* dirección X estructura modificada. (Fuente: Propia)

Dirección Y:

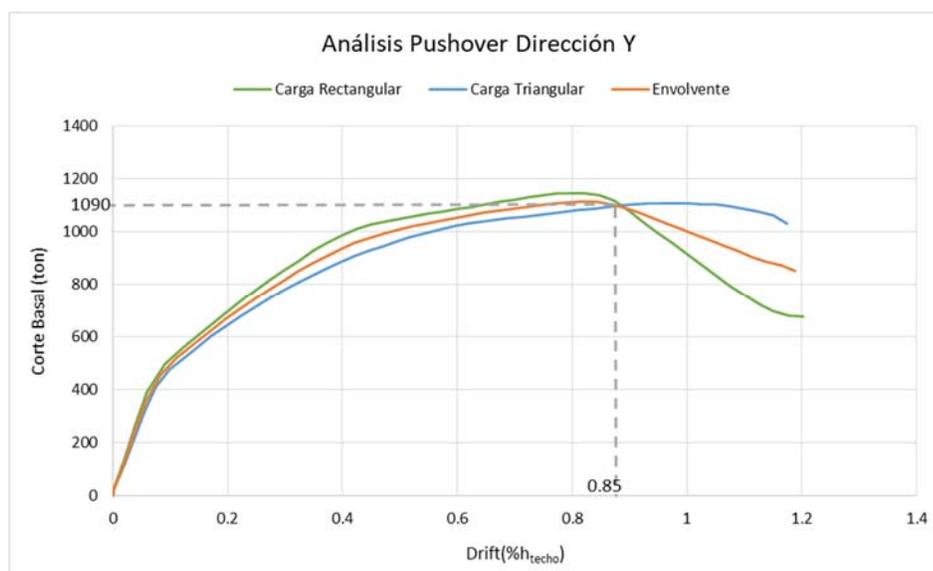


Figura 7.3 - Análisis *pushover* dirección Y estructura modificada. (Fuente: Propia)

Se observa de la figura 7.2 y figura 7.3 que la resistencia máxima de la estructura modificada disminuye en casi un tercio de la capacidad de la estructura original y tiene un aumento en la ductilidad.

En la figura 7.4 se compara la curva bilineal idealizada de la estructura modificada versus el corte elástico y el corte basal reducido de acuerdo a lo establecido en el acápite 3.5.1.

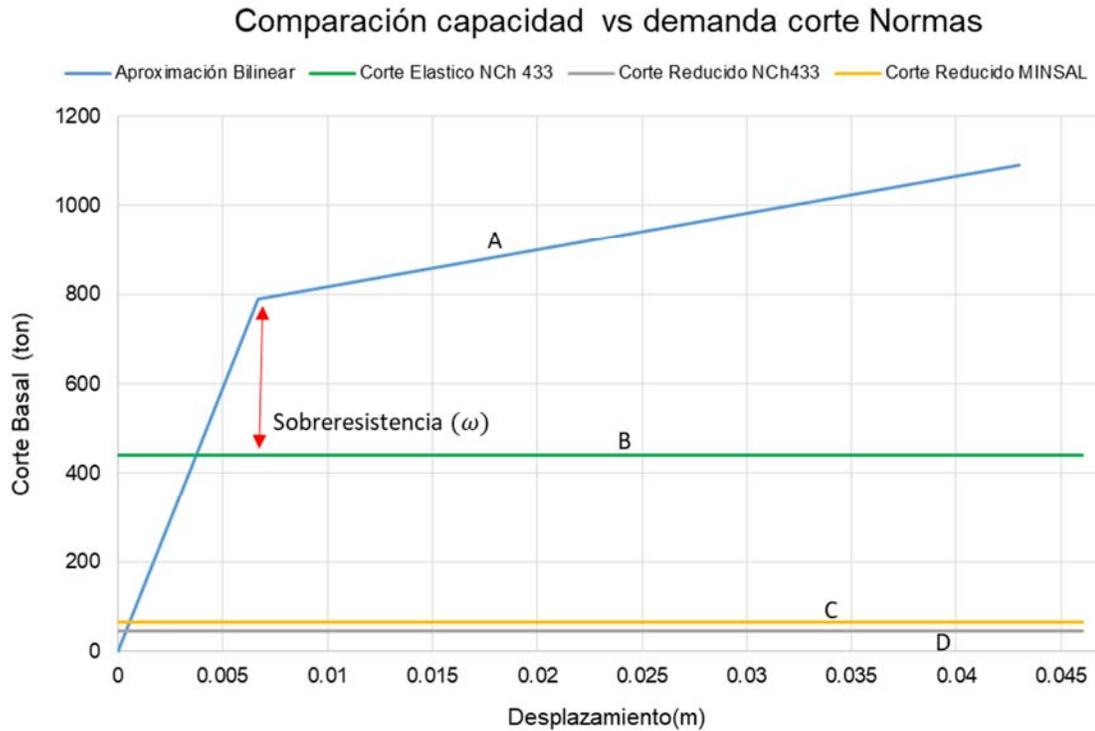


Figura 7.4 - Comparación *pushover* bilineal estructura modificada vs corte Normas. (Fuente Propia)

Donde:

A: Corresponde a la curva bilineal de la estructura modificada.

B: Corte elástico de la estructura según la Norma NCh 433 Of. 96 mod 2012. [6].

C: Corte reducido según las Bases de Diseño del Ministerio de Salud [7].

D: Corte reducido según la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6].

De la figura 7.4 se observa que existe una sobre resistencia ( $\omega$ ) de 2.47, valor muy inferior a la estructura original, donde alcanza un 6.21.

## 7.2.2 Analisis tiempo-historia estructura propuesta

Se realiza el análisis tiempo-historia para los 3 registros en las 2 direcciones para los muros más solicitados.

En la figura 7.5 se muestra la ubicación del muro P04, el cual es el más solicitado en la dirección X, y las solicitaciones de momento curvatura para el registro de Viña del Mar. En la figura 7.6 se muestran las solicitaciones para los registros de Concepción y Constitución. Se observa un ligero aumento en las solicitaciones respecto a la estructura original.

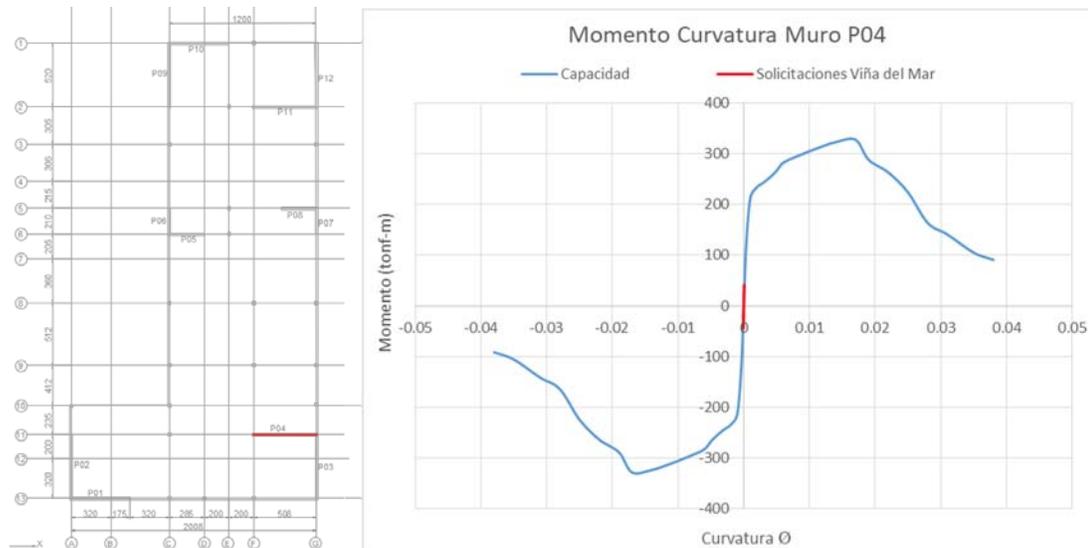


Figura 7.5 - Ubicación Muro P04 (Izq.) solicitaciones registro Viña del Mar muro P04 (Der) (unidades 1/m).  
(Fuente: Propia)

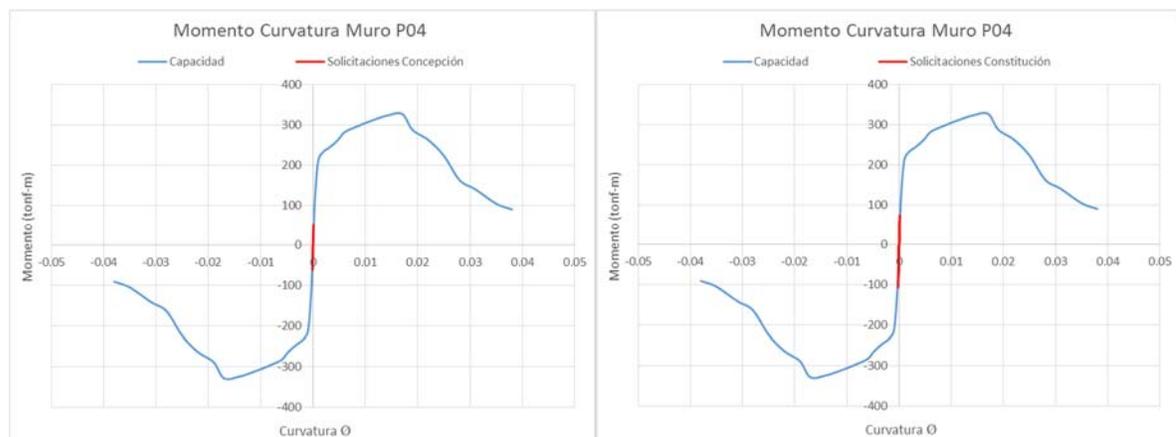


Figura 7.6. -Solicitación registro Concepción (Izq.) y registro de Constitución (Der) Muro P04 (unidades 1/m).  
(Fuente: Propia)

En la figura 7.7 se muestra la ubicación del muro P12, el cual es el más solicitado en la dirección Y, y las solicitaciones de momento curvatura para el registro de Viña del Mar. En la figura 7.6 se muestran las solicitaciones para los registros de Concepción y Constitución. Se observa un ligero aumento en las solicitaciones respecto a la estructura original.

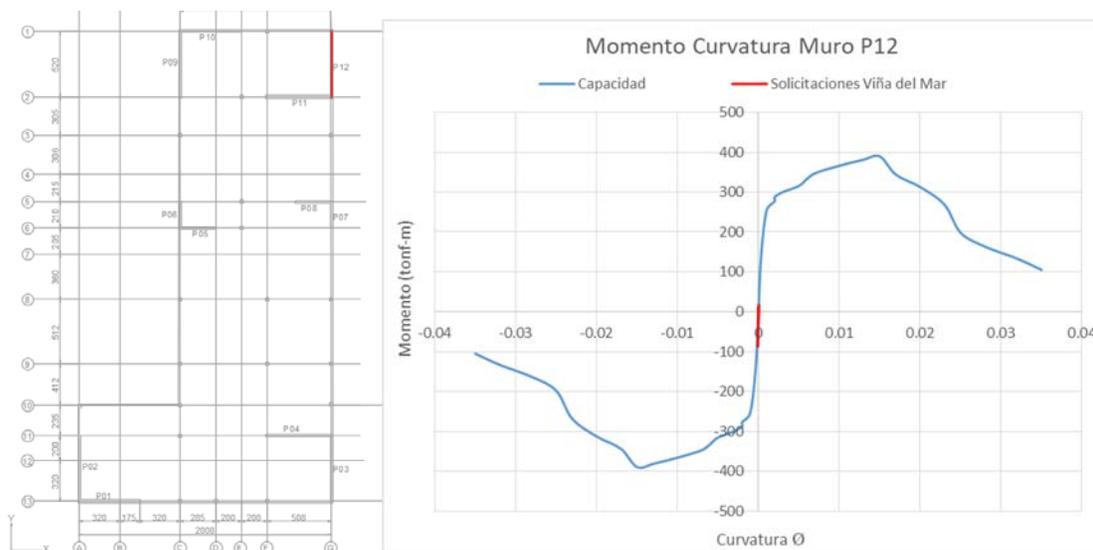


Figura 7.7 - Ubicación Muro P12 (Izq.) solicitaciones registro Viña del Mar muro P12 (Der) (unidades 1/m).  
(Fuente: Propia)

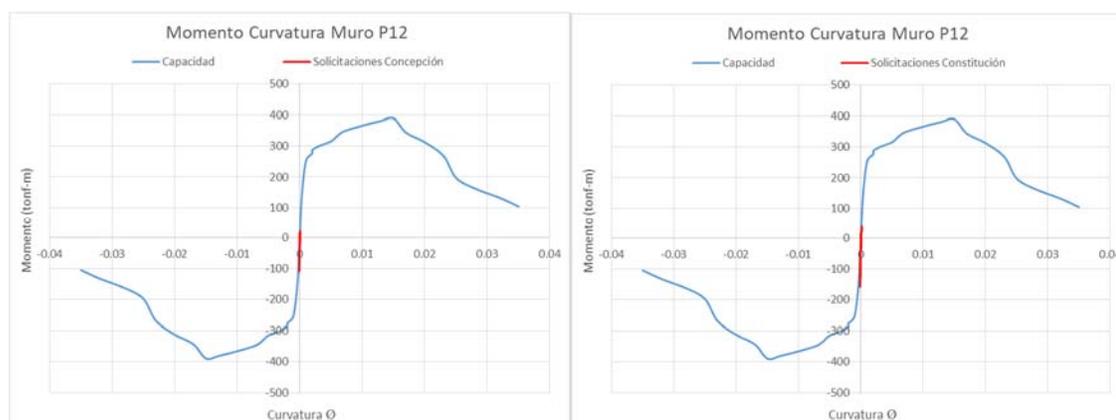


Figura 7.8 - Solicitación registro Concepción (Izq.) y registro de Constitución (Der) Muro P12 (unidades 1/m).  
(Fuente: Propia)

De las figuras se observa que se produce un aumento en las solicitaciones de momento para la estructura modificada, pero siguen siendo menores al límite elástico para los muros más solicitados, por lo tanto se concluye que la demanda de momento es inferior a la capacidad máxima elástica de la estructura.

De manera similar a lo anterior se comprueban las demandas de corte para los muros más solicitados en ambas direcciones de análisis para los 3 registros.

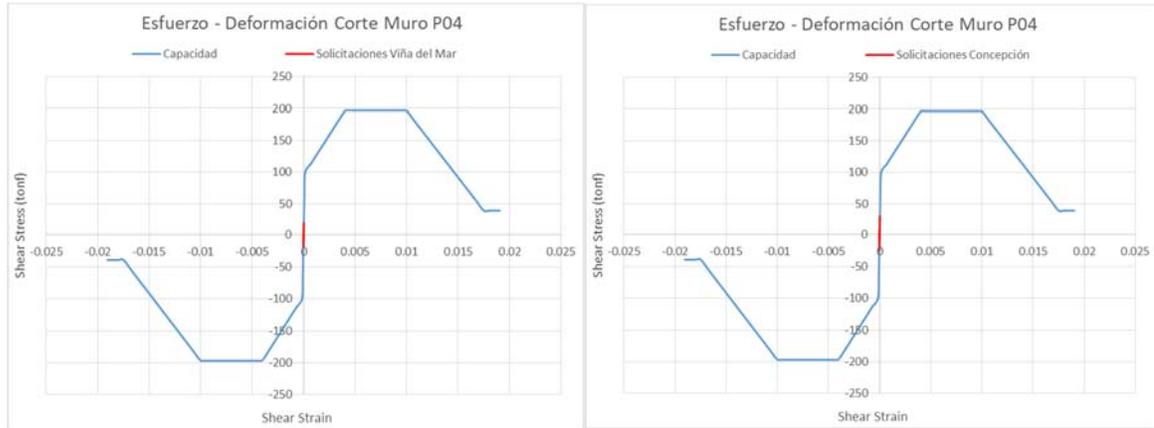


Figura 7.9 - Demanda de corte muro P04 registro de Viña del Mar (Izq.) y de Concepción (Der). (Fuente: Propia)



Figura 7.10 - Demanda de corte muro P04 registro de Constitución. (Fuente: Propia)

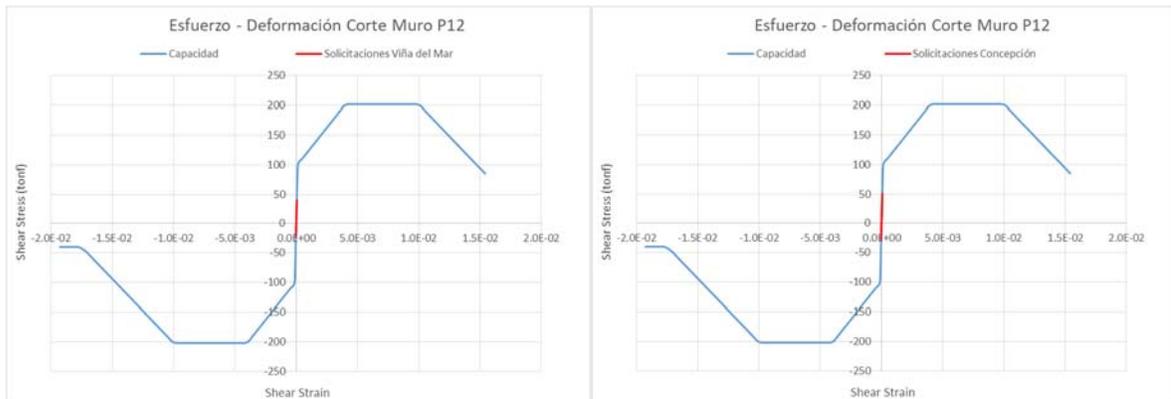


Figura 7.11 - Demanda de corte muro P12 registro Viña del Mar (Izq.) y Concepción (Der). (Fuente: Propia)

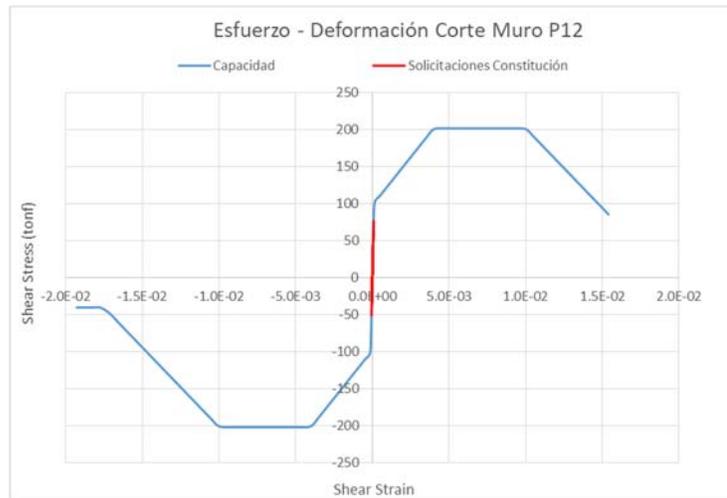


Figura 7.12 - Demanda de corte muro P12 registro de Constitución. (Fuente: Propia)

De las figuras anteriores se observa un aumento en la demanda de corte, principalmente en la dirección Y, para el muro más solicitado (P12), para el registro de Constitución alcanza un 40% de la capacidad elástica del muro.

En cuanto a la capacidad global de la estructura, para el registro de Viña del Mar, la demanda de corte alcanza un 51% del peso sísmico de la estructura.

Para el registro de Concepción, la demanda de corte representa un 61% del peso sísmico de la estructura modificada, y para el registro de Constitución la demanda alcanza un 92% del peso sísmico de la estructura.

De esto se observa que la estructura modificada posee una resistencia mayor a la demandada por los sismo, pero no es tan elevada respecto a su capacidad, por lo tanto se optimiza el diseño.

### 7.3 Análisis por desempeño

Es necesario definir los límites del análisis por desempeño, a través de los límites establecidos en el código VISION 2000 [15].

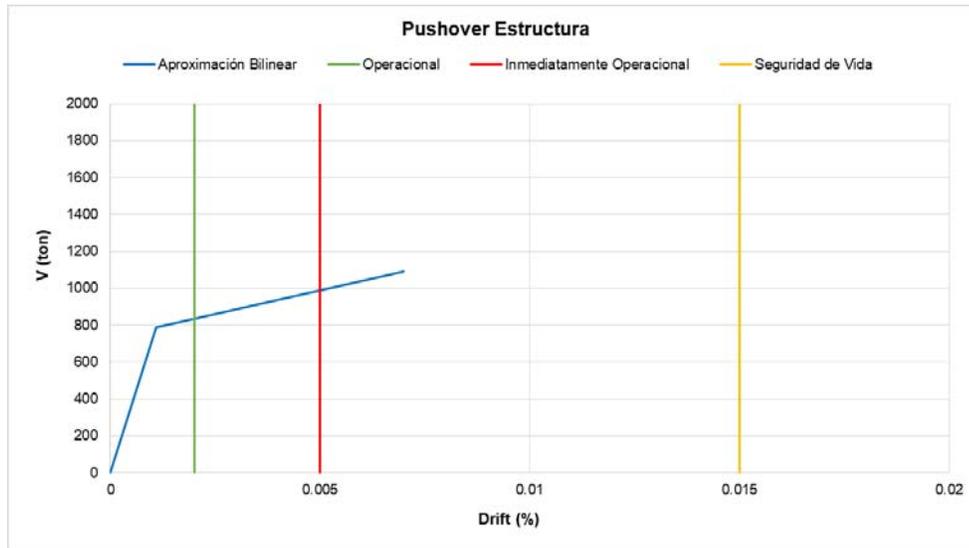


Figura 7.13 - Capacidad estructural modificada vs límite de desempeño VISION 2000. (Fuente: Propia)

Como se observa en la figura 7.13, los límites de desempeño propuestos por el código VISION 2000, no aplican o no se consideran relevantes para este tipo de estructuras, ya que poseen poca capacidad de deformación, parámetro utilizado para determinar el nivel de daño en la estructura.

En la figura 7.14 se muestra el espectro de capacidad bilinear de la estructura modificada, lo cual se define en el acápite 5.3.

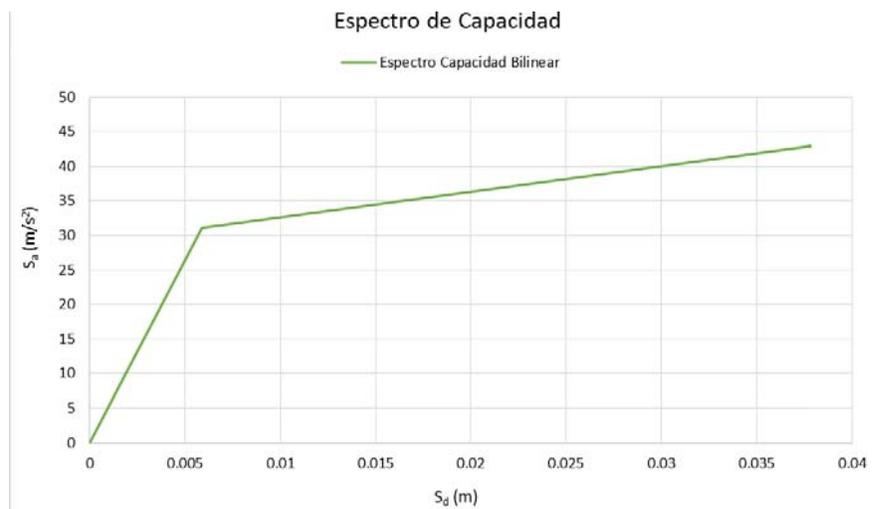


Figura 7.14 - Espectro de capacidad estructura modificada. (Fuente: Propia)

Con el espectro de capacidad definido, se compara con los sismos definidos en la figura 5.5 para obtener el desempeño de la estructura.

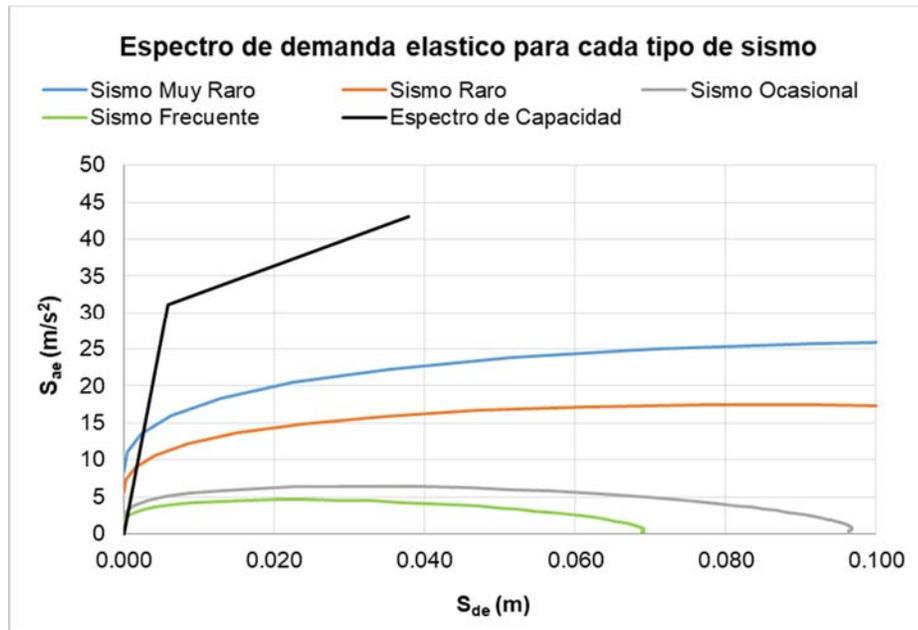


Figura 7.15 - Espectro de capacidad vs espectro de demanda elástico. (Fuente: Propia)

De la figura 7.15 se observa que la estructura sigue operando en el rango elástico para las demandas de sismos definidas en la tabla 5.4.

Con los procedimientos realizados en el acápite 5.7 se determina el nivel de desempeño de la estructura ante los distintos tipos de demandas sísmicas. Esto se resume en la tabla 7.3.

Tabla 7.3 - Niveles de desempeño estructura modificada. (Fuente: Propia)

Demanda Sísmica	Desempeño	Corte (Tonf)	Desplazamiento (m)
Frecuente	Operacional	61.00	0.0005
Ocasional	Operacional	85.40	0.0007
Raro	Inmediatamente operacional	230.90	0.0020
Muy Raro	Seguridad de Vida	346.34	0.0029

De la tabla 7.3 se observa que para un sismo ocasional la demanda de corte corresponde a un 12% del corte elástico de la estructura, mientras que para un sismo raro alcanza un 33% del corte elástico, y para un sismo muy raro alcanza el 50% de la capacidad elástica.

## CAPITULO VIII

### 8 Comparativa de los Métodos Realizados.

Al realizar el método de Hirosawa [13], se considera el uso de factores de reducción de la normativa vigente en Chile, lo cual se podría calificar como un sismo ocasional dentro de los sismos propuestos por el comité VISION 2000 [15].

Al considerar el índice de demanda sísmica de Hirosawa ( $I_{s0}$ ) como la demanda elástica propuesta por la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6], se obtiene los valores mostrados en la tabla 8.1.

Tabla 8.1 - Índices de demanda sísmica método de Hirosawa. (Fuente: Propia)

Estructura	$I_s$	Factor de Reducción R = 7		Factor de Reducción R = 1	
		$I_{s0}$	$I_{s0}/I_s$	$I_{s0}$	$I_{s0}/I_s$
Original	1.91	0.28	0.15	0.73	0.38
Modificada	2.33	0.28	0.12	0.73	0.31

De la tabla 8.1 se obtiene que para un factor de reducción  $R=7$ , la demanda sísmica para el método de Hirosawa [13] corresponde un 15% de la capacidad de la estructura, mientras que para un factor de reducción  $R=1$ , la demanda alcanza un 38% de la capacidad de la estructura.

Para la estructura modificada se observa que para el índice  $I_{s0}$  para el factor de reducción  $R=1$ , corresponde a un 31% de la capacidad de la estructura modificada, valor similar al obtenido por el método de desempeño, en el cual para un sismo raro alcanza un 33% de la capacidad.

De manera similar para  $I_{s0}$  para  $R=7$ , el valor de  $I_{s0}/I_s$  es igual a un 12% para la estructura modificada, valor similar al obtenido para un sismo ocasional.

De los datos obtenidos se puede establecer que los niveles de desempeño propuestos por Hirosawa [13] son similares a los obtenidos del análisis por desempeño. Para esto se divide la demanda obtenida del análisis, por la capacidad elástica a corte de la estructura. Esto se resume en la tabla 8.2.

Tabla 8.2 - Comparación método de Hirosawa vs método de espectro capacidad. (Fuente: Propia)

Sismo	Demanda/Capacidad Caso estudio		Demanda/Capacidad Estructura modificada	
	Método Hirosawa	Método Espectro Capacidad	Método Hirosawa	Método Espectro Capacidad
Ocasional	15%	12%	12%	12%
Raro	38%	29%	31%	33%

## CAPITULO IX

### 9 Conclusiones

Se concluye que las Bases de Diseño del Ministerio de Salud, influyen positivamente en la estructuración, desde el punto de vista de la elección de la geometría y uniformidad en altura, no obstante, cuantitativamente el uso de un factor de importancia mayor, el uso de un factor de reducción de la respuesta menor, así como el uso del espectro de diseño de la norma NCh 2369 Of. 2009, no aportan a un mejor desempeño de la estructura, debido principalmente a que estas estructuras, al ser rígidas, y con períodos bajos, quedan controladas por el corte máximo independiente de la norma de análisis utilizada.

Como se espera en este tipo de edificaciones, las cuales, poseen una alta densidad de muros (cercana al 3.2%), de dos pisos y con muros de baja relación de aspecto, los muros no están afectos a grandes esfuerzos ante las sollicitaciones sísmicas. Esto se ve reflejado en el análisis de la capacidad de la estructura mediante un análisis incremental (*pushover*).

Adicionalmente en el análisis incremental se observó que la estructura posee una sobrerresistencia cercana al 600% respecto al corte elástico de la Norma NCh 433 Of. 96 mod 2012 [6]. El mecanismo de falla de la estructura corresponde a la falla de los muros, donde los muros alcanzan primero la falla a corte antes que a flexión, lo que corrobora la hipótesis presentada para los muros de baja relación de aspecto.

Los resultados del análisis tiempo historia, muestran que el corte basal de la estructura alcanza un 24% del peso sísmico para el registro de Viña del Mar asociado a un drift de techo de 0.01%, demanda un 37% del peso sísmico para el registro de Concepción con un drift de techo de 0.014% y un 56% del peso sísmico para el registro de Constitución con un drift de techo de 0.021%. En todos los análisis tiempo historia los elementos estructurales no incursionan en el rango inelástico a flexión ni a corte, lo cual para un sismo de gran magnitud es considerado un comportamiento inmediatamente operacional según lo establecido en el análisis por desempeño.

Del análisis por desempeño se obtuvo que la estructura responde satisfactoriamente a los índices reducidos, frente a las distintas demandas sísmicas. En el caso de un sismo frecuente la demanda representa un 22% del peso sísmico. Para un sismo ocasional, la demanda alcanza un 32% del peso sísmico de la estructura. En un sismo raro, la demanda es de un 85% del peso sísmico. Para un sismo muy raro la demanda es de un 128% del peso sísmico.

El cálculo de los índices de Hirosawa determina que la estructura tiene un comportamiento seguro ante un sismo, esto evaluando la demanda, mediante lo establecido en la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012, considerando un factor de reducción  $R=7$ . El resultado del análisis es que la demanda alcanza un 15% de la capacidad. Según este método al utilizar un factor de reducción  $R=1$  para la demanda según la NCh 433 Of. 96 mod 2012, la estructura tiene un comportamiento seguro ante un sismo, alcanzando el 38% de la capacidad.

De los análisis realizados en este trabajo, se concluye que la estructura estudiada tiene un buen desempeño estructural operacional para distintos tipos de sismos, es más, del análisis incremental se determina que la estructura posee una sobrerresistencia cercana al 600%, por lo cual se estudió una optimización de la estructura del caso de estudio, mediante la reducción de la densidad de muros en planta, considerando que los muros cumplan con armadura mínima de refuerzo, sin aumentar su espesor, y las vigas y columnas mantengan su geometría con una cuantía mayor de refuerzo. De esta manera se reduce a un tercio la capacidad de la estructura original. Del análisis incremental *pushover* se observó que al reducir la densidad de muros aumenta la ductilidad de la estructura, pero el mecanismo de falla sigue siendo la falla al cortante de los muros. La sobrerresistencia de la estructura modificada alcanza un 240% del corte elástico de la Norma.

.Los resultados del análisis tiempo historia, determinaron que la estructura modificada alcanzó un 51% del peso sísmico para el registro de Viña del Mar con un drift de 0.018%, un 61% del peso sísmico para el registro de Concepción asociado a un drift de 0.022% y un 92% del peso sísmico para el registro de Constitución con un drift de 0.034%. Al igual que la estructura original, los elementos estructurales no incursionan en el rango inelástico.

Del análisis por desempeño para la estructura modificada se obtuvo que para un sismo frecuente la demanda representa un 22% del peso sísmico. Para un sismo ocasional, la demanda alcanzó un 32% del peso sísmico de la estructura. En un sismo raro, la demanda es un 85% del peso sísmico. Para un sismo muy raro la demanda es de un 128% del peso sísmico de la norma. Desempeño similar al de la estructura original.

Para la estructura modificada el índice de Hirosawa muestra una respuesta segura ante un sismo, considerando un factor de reducción  $R=7$  la demanda alcanza un 12% de la capacidad, mientras que para un factor de reducción  $R=1$  la demanda representa un 31% de la capacidad

Se obtuvieron valores similares entre el análisis cualitativo de Hirosawa y el análisis por desempeño utilizando el método del espectro de capacidad. Al considerar la demanda sísmica, para ambos casos se utiliza el espectro de la Norma Chilena NCh 433 Of. 96 mod 2012, para un factor de reducción  $R=7$  el desempeño obtenido por Hirosawa para la estructura modificada, la demanda corresponde a un 12% de la capacidad, mismo valor obtenido para un sismo ocasional utilizando el método del espectro de capacidad. Para un factor de reducción  $R=1$ , se obtiene que el desempeño es de un 31% con el método de Hirosawa, mientras que para el análisis de desempeño se obtiene un 33% para un sismo raro.

Como investigación futura se propone realizar un estudio para determinar la cantidad óptima de muros en edificios hospitalarios, considerando los aspectos económicos, de constructibilidad, de operación o algún requerimiento especial y la resistencia requerida de la estructura, análisis de elementos no estructurales, cumpliendo los criterios de la normativa vigente, y lo propuesto por los códigos VISION 2000, ATC 40 y FEMA 356.

# CAPÍTULO X

## 10 Bibliografía

- [1] O. P. d. I. Salud, *Crónicas de Desastres: Terremotos en El Salvador*, 2002.
- [2] G. O. Fernández, *Terremotos y Salud: la organización de los servicios de atención médica*, México, 2018.
- [3] Delegación Presidencial para la Reconstrucción Ministerio del Interior y Salud Pública, «Delegación Presidencial para la Reconstrucción. Plan de Cierre Reconstrucción Terremoto y Tsunami 27F,2010.,» Diciembre 2014.
- [4] Carlos Lanza, Interviewee, *Catastrofes de Chile - Album de prensa de antaño*. [Entrevista]. 2012.
- [5] Universidad de Chile, «Centro Sismológico Nacional,» [En Línea].
- [6] Norma Chilena NCh433of1996 modificada en 2012, «Diseño Sísmico de Edificios,» INN, 2012.
- [7] Ministerio de Salud, «Bases Técnicas para el desarrollo de proyectos de arquitectura, ingeniería y especialidades de centros de salud familiar.,» Noviembre 2009.
- [8] N. C. N. 4. O. 1. M. 2009, *Diseño Sísmico de Edificios*, INN, 1996.
- [9] Norma Chilena NCh2369of2003, «Diseño Sísmico de estructuras e instalaciones industriales,» INN, 2003.
- [10] V.V. Bertero, «Lecciones Aprendidas de Terremotos Catastróficos Recientes y otras Investigaciones.,» Madrid, 1992.
- [11] Ministerio del Interior y Seguridad Pública, «Diagnostico de la Reconstrucción Terremoto y Tsunami, 27 de Febrero de 2010,» Santiago, 2014.
- [12] Delegación Presidencial para la Reconstrucción Ministerio del Interior y Salud Pública, «Delegación Presidencial para la Reconstrucción. Plan de Cierre Reconstrucción Terremoto y Tsunami 27F,2010.,» Diciembre 2014.
- [13] Hirosawa M, «Retrofitting and Restoration of Buildings in Japan,» IISEE Lecture Note of Seminar Course, Tsukuba, Japon, 1992.
- [14] J. Iglesias, *The Mexico Earthquake of September 19 - Seminar zoning of Mexico City after the 1985 earthquake*, Mexico: Earthquake Spectra Vol 5 No 1, 1989.

- [15] SEAOC, «Structural Engineers Association of California. Performance based seismic engineering of buildings,» VISION 2000, Sacramento, California., abril 1995.
- [16] Applied Technology Council (ATC-40), «ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, "Seismic Retrofit Practices Improvement Program",» California,USA., 1996.
- [17] A. Teran-Gilmore, «Replanteamiento de los métodos actuales de diseño sismorresistente mediante el uso de conceptos de desempeño.,» Revista de Colegio de Ingenieros Civiles Mexicanos AC. N°333, Mexico, 1997.
- [18] Computer and Structures (CSI), «ETABS 2015, Integrated Building Design Software,» 2015.
- [19] Computer and Structures (CSI), «PERFORM 3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D structures V5.0.1,» 2013.
- [20] N. Tatar y B. Mihaylov, «Displacement Capacity of Shear-Dominated Reinforced Concrete Walls,» 16ª World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago, Chile, 2017.
- [21] Marcelo Fuentes Garrido, «Memoria de Calculo CESFAM PEDRO DE VALDIVIA».
- [22] L. Ingenieros, «Memoria de Calculo CESFAM TIERRAS BLANCAS».
- [23] Hector M. Burgos Bustamante, «Memoria de Calculo CESFAM LA LIGUA».
- [24] C. I. Consultores, «Memoria de Calculo CESFAM NUEVO AMANECER».
- [25] GUIXE, «Memoria de Calculo CESFAM ENTRE RIOS».
- [26] GUIXE, «Memorias y ET CESFAM ALHUE».
- [27] Ramon Nazar Itaim, «Memoria de Calculo CESFAM DICHATO».
- [28] R. Ingenieros, «Pliego estructural CESFAM PAPUDO».
- [29] SIGMA, «Memoria de Calculo CESFAM CURICO».
- [30] M. d. V. y. Urbanismo, Decreto Supremo DS 61, Santiago: Diario Oficial de la Republica de Chile, 2011.
- [31] Norma Chilena NCh3172of2010, «Diseño Estructural - Disposiciones generales y Combinaciones de Cargas,» INN, 2010.
- [32] Norma Chilena NCh1537of2009, «Diseño Estructural - Cargas permanentes y cargas de uso,» INN, 2009.
- [33] American Concrete Institute, ACI 318, 2014.

- [34] Park & Paulay, «Estructuras de Concreto Reforzado,» 1988.
- [35] G. Aza, Manual de Armaduras de Refuerzo para Hormigón, 2005.
- [36] Federal Emergency Management Agency (FEMA 356), «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings,» Noviembre 2000.
- [37] i. Computer and Structures, Perform 3D, Performance Based Designed of 3D Structures. User Guide, 2015.
- [38] E. Hognestad, A Study of combined bending and axial load reinforced concrete members, University of Illinois Bulletin, 1951.
- [39] K. Elwood et al, «Updated to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions, PEER Report 2009/021,» University of California, Berkeley, 2009.
- [40] J. W. Wallace, «Lightly Reinforced Wall Segments, New Information on the Seismic Performance of Existing Concrete Buildings Seminar Notes.,» Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California..
- [41] C. A. Whyte, «Hybrid Simulation of the Seismic Response of Squat Reinforce Concrete Shear Walls,» University of California, Berkeley, 2012.
- [42] J. S. y. M. J. K. Schaffer, Strut-and-tie modelling of structural concrete, 62, 1991.
- [43] X. H. W. & B. Zhang, The Transformation of Nonlinear Structure Analysis Model From NosaCAD to ABAQUS and PERFORM-3D, 2012.
- [44] P. Fafjar, «A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earth Spectra».
- [45] C. J. M. C. S. J. W. W. T. A. Tran, Strength and Deformation Capacity of Shear Walls, Santiago de Chile: 16th World Conference on Earthquake Engineering, 2017.
- [46] Ronald Daniel Santana Tapia, Diseño Sismico por desempeño de estructuras de albañilería confinada, Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2012.
- [47] Salvador Safina Melone, Vulnerabilidad Sismica de edificaciones esenciales. Analisis de su contribucion al riesgo sísmico,, Catalunya: Universidad Politècnica de Catalunya, 2003.
- [48] R. I. V. Ocando, Comparacion de las fuerzas horizontales utilizando normativas NEC 2011 y CEC 2002 y su incidencia en el aspecto económico de una estructura de hormigón armado de cuatro pisos de alto y un subterráneo de forma regular en la ciudad de ambato, Ambato: Universidad Técnica de Ambato, 2015.
- [49] G. Villanueva, «Desempeño Sismico por Desempeño Aplicado a un Edificio de Hormigón Armado,» Universidad Austral de Chile, Valdivia, 2009.

- [50] F. 2. Federal Emergency Mangement Agency, «Nherp Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,» 23.
- [51] R. León, «Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, aplicacion a entornos urbanos en zona de amenaza alta y moderada.,» Universidad Politecnica de Cataluña, 2003.
- [52] J. T. F. P. B. E. K. a. S. A. F. Mahaney, The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake, Memphis: National Earthquake Conference, 1993.
- [53] R. Aguiar, «Análisis sísmico por desempeño.Centro de investigaciones científicas,» Escuela politécnica del ejercito, 2004.
- [54] M. A, Hacia una nueva regionalización y Cálculo del Peligro Sísmico en Chile, Santiago de Chile, 1990.
- [55] S. R. G. R. Saragoni, Modelos elásticos 1D para la respuesta dinámica de suelos obtenidas del análisis de acelerogramas de sismos de Chile central, Santiago, Chile, 2004.
- [56] S. R. S. S. F. Leyton, Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central, Andean Geology, 2010.
- [57] T. Guendelman, «Análisis y Diseño Sísmico de Edificios de Hormigón Armado. Memorias de seminario,» Universidad de la Serena, 2002.
- [58] S. Freeman, «Prediction of response of concrete buildings to severe eartquake motion. Douglas Mc Henry International Symposium on Concrete and Concrete Structures.,» ACI Special Publication 55, Detroit, MI, 1978.
- [59] Alvaro Eugenio Latorre Sanz, Estimacion preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales Regional de Temuco y Base de Puerto Montt, Santiago, Agosto 1997.
- [60] P. M. G. López, Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales Carlos Van Buren y Dr. Gustavo Fricke, Santiago, 1996.
- [61] J. A. E. Reyes, Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales de neurocirugía y San Antonio, Santiago, 1997.
- [62] A. A. S. León, Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales San Juan de Dios de Curicó y Dr. César Garavangno B. de Talca, Santiago, 1997.
- [63] M. V. M. Gutiérrez, Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales de Chillán y Clínico Regional de Concepción, Santiago, 1996.
- [64] V. Raymondi, Anteproyecto de norma de diseño y cálculo de albañilería reforzada con pilares y cadenas, Santiago de Chile: Universidad de Chile, 1990.

- [65] S. Wood, «Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile earthquake: Implication for the design of structural walls,» Earthquake Spectra, EERI, 1991.
- [66] J. Calderón, Actualización de tipologías estructurales en edificios de hormigón armado en Chile, 2007.
- [67] M. d. P. T. Oliván, Características y Antecedentes de Edificios de Hormigón Armado Dañados Durante el Terremoto Chileno del 27 de Febrero de 2010, Santiago, 2011.
- [68] E. M. Sepúlveda, Incidencia del Factor de Modificación de Respuesta y Densidad de Muros en los Costos de Construcción de Edificios., Concepción, 2005.
- [69] A. Morales Gómez, «Apuntes de Hormigón Armado,» Universidad de Valparaíso, 2013.
- [70] W. J. y D. Hanson, Study of Inelastic Spectra with high damping, Journal of Structural Engineering, 1989.
- [71] P. F. y M. F. Vidic T., Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement., Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994.
- [72] M. D. y J. C. Figueroa L, Obtención de espectros inelásticos de sismos chilenos para su utilización en el método NSP, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 2005.
- [73] M. E., Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra, Journal of Structural Engineering, 1993.
- [74] B. R., P. A., L. S., A. Barbat y L. Pujades y Moreno R, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio típico del Ejemplo de Barcelona.,» Revista Internacional para Estructuras, 2003.
- [75] Ordaz M. y E. Perez, Estimation of strength reduction factors of Elastoplastic system: a new approach, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1998.
- [76] Krawinkler y A. Nassar, Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities. Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, 1992.
- [77] Boroschek, R. Astroza, M. Osorio, C. Kausel y E., «Análisis de Vulnerabilidad y preparativos para enfrentar desastres naturales en hospitales en Chile,» Universidad de Chile, Santiago, Chile, 1996.
- [78] Organización Panamericana de la Salud. Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud., Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud, Washington D.C., 1999.
- [79] A. S. o. C. Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures, Virginia: ASCE, 2017.

[80] L. V. Arroba, DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO, 2004.

# Anexo I: Diagrama de interacción de muros.

Los muros contienen armadura distribuida 2M Ø8@20 y armadura de borde 2Ø10

## Muro P01

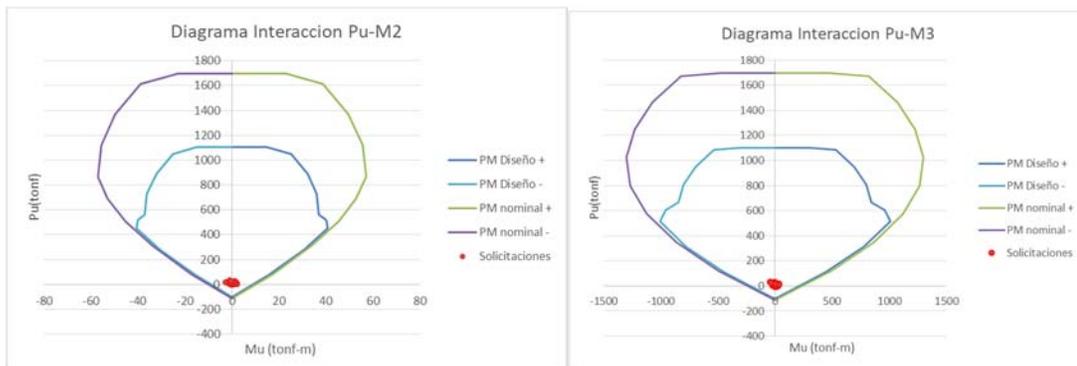


Figura 10.1 - Diagramas de interacción muro P01.

## Muro P02

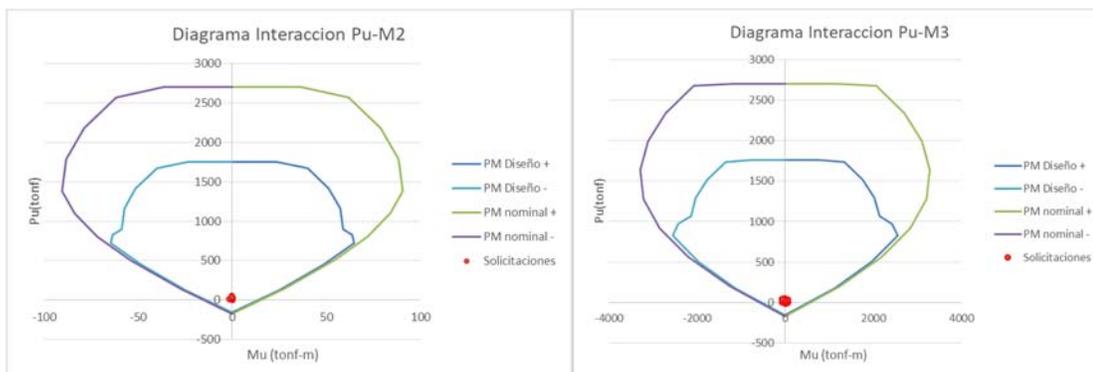


Figura 10.2 - Diagramas de interacción muro P02.

## Muro P03

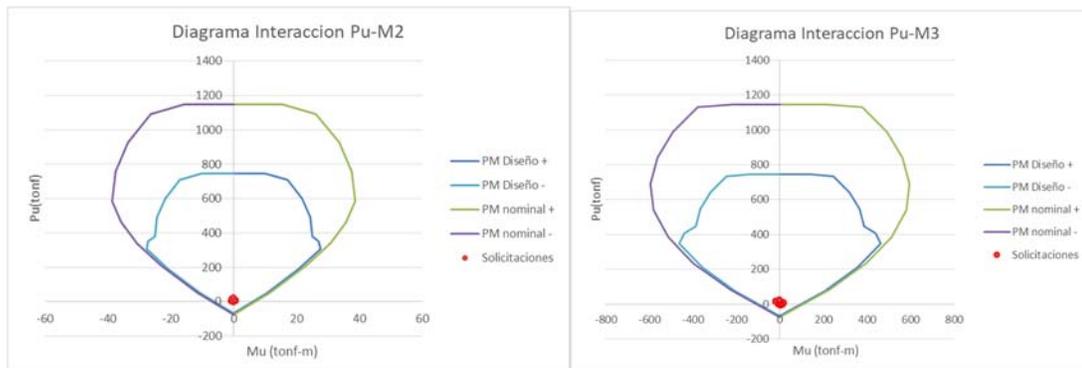


Figura 10.3 - Diagramas de interacción muro P03.

## Muro P04

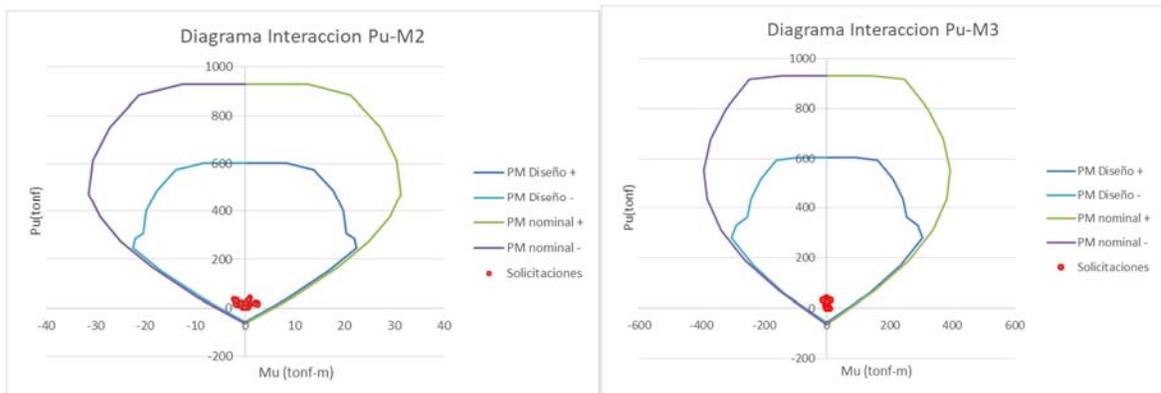


Figura 10.4 - Diagramas de interacción muro P04.

## Muro P05

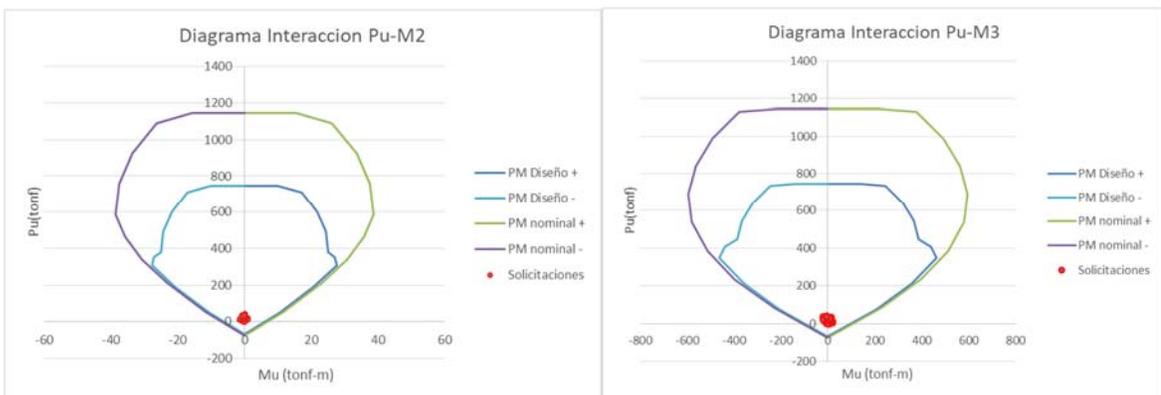


Figura 10.5 - Diagramas de interacción muro P05.

## Muro P06

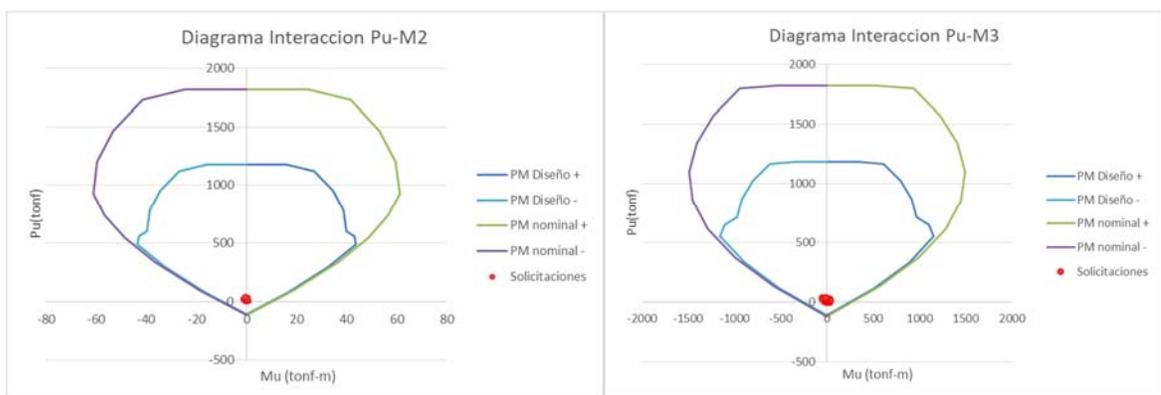


Figura 10.6 - Diagramas de interacción muro P06.

## Muro P07

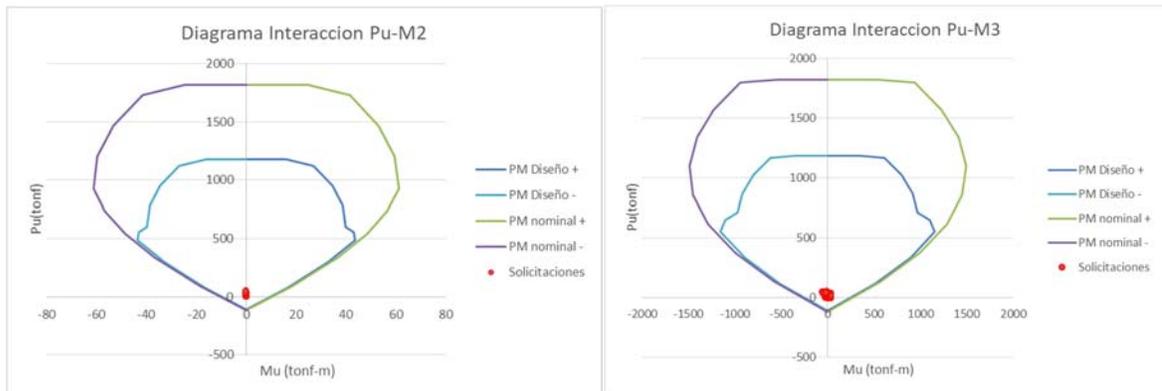


Figura 10.7 - Diagramas de interacción muro P07.

## Muro P08

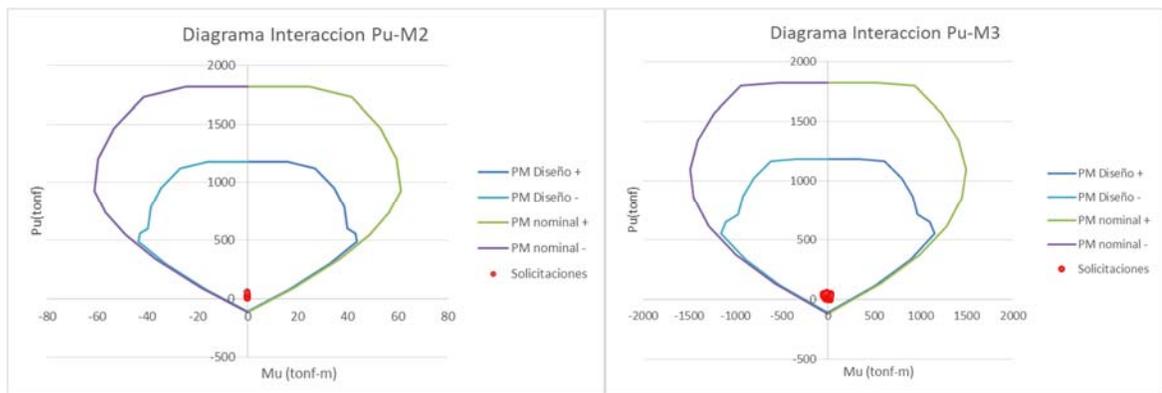


Figura 10.8 - Diagramas de interacción muro P08.

## Muro P09

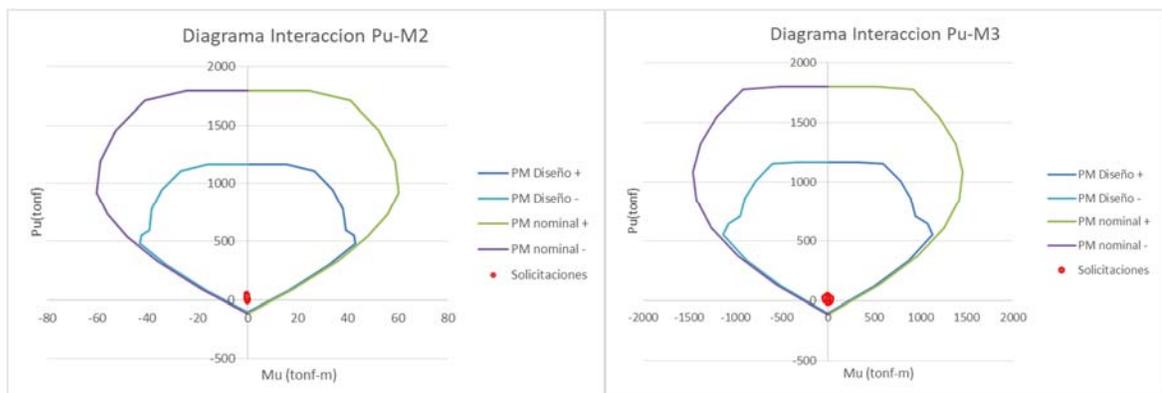


Figura 10.9 - Diagramas de interacción muro P09.

## Muro P10

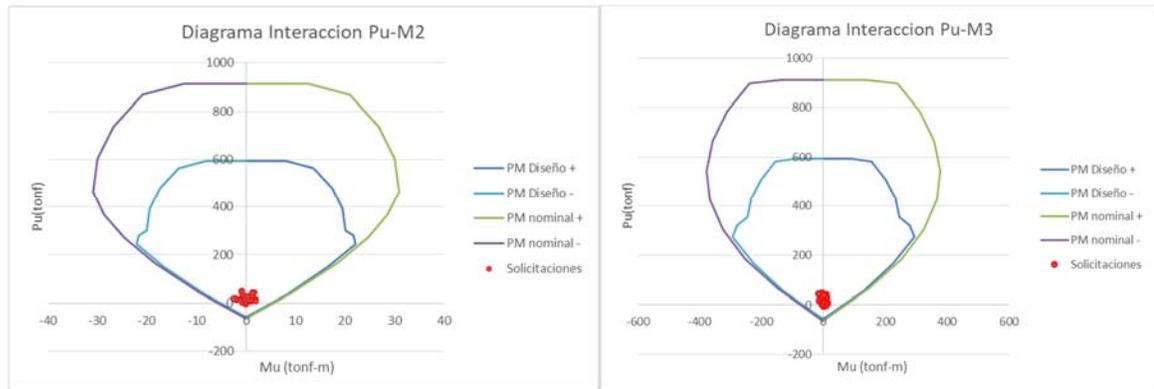


Figura 10.10 - Diagramas de interacción muro P10.

## Muro P11

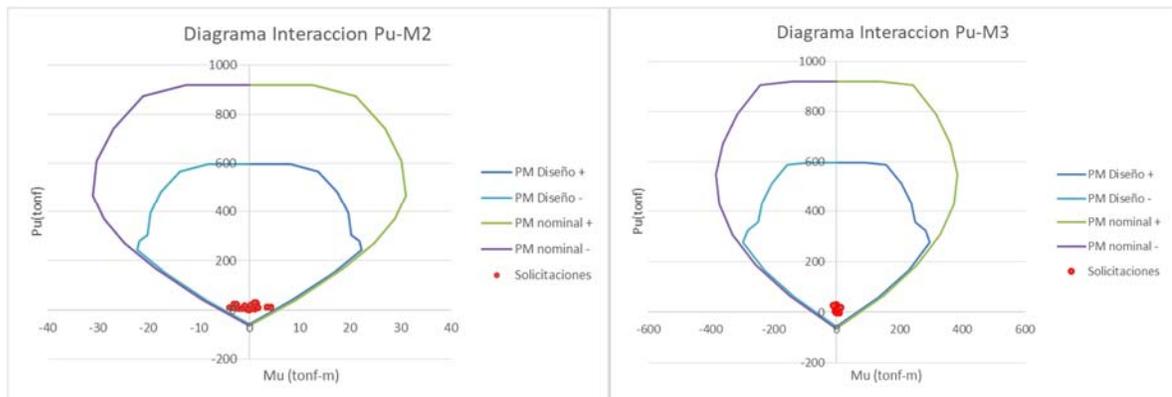


Figura 10.11 - Diagramas de interacción muro P11.

## Muro P12

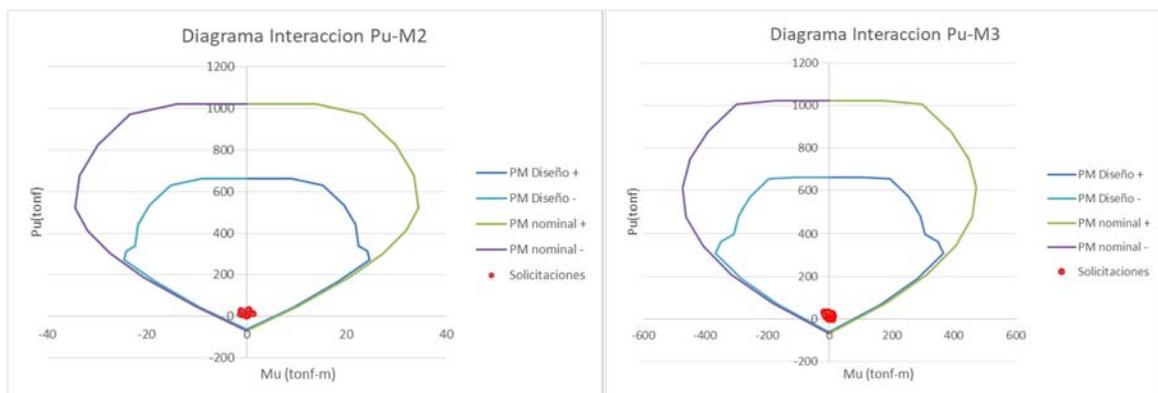


Figura 10.12 - Diagramas de interacción muro P12.

### Muro P13

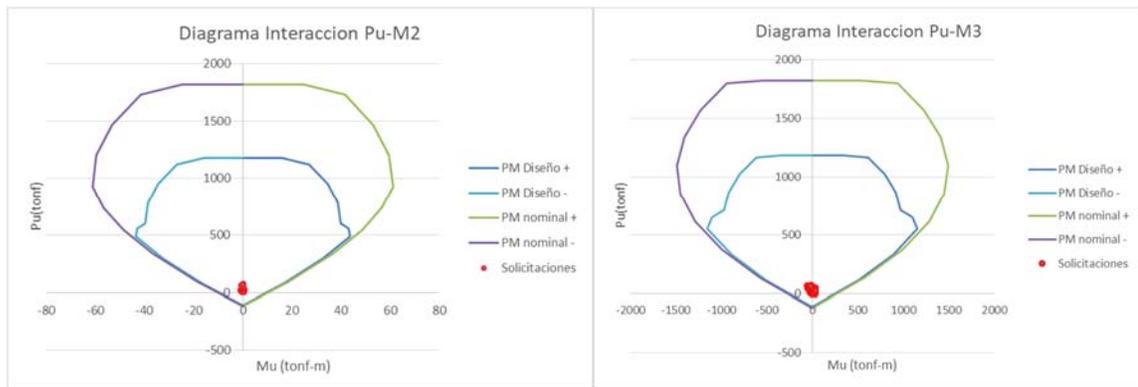


Figura 10.13 - Diagramas de interacción muro P13.

### Muro P14

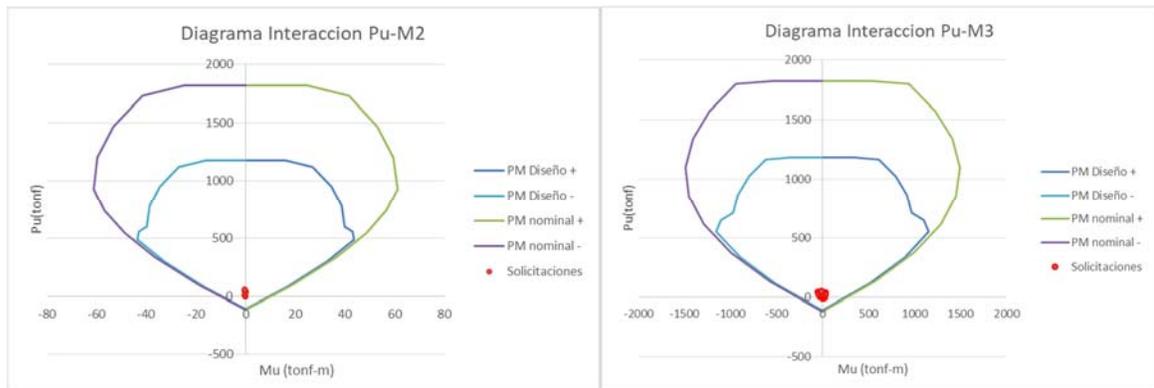


Figura 10.14 - Diagramas de interacción muro P14.

### Muro P15

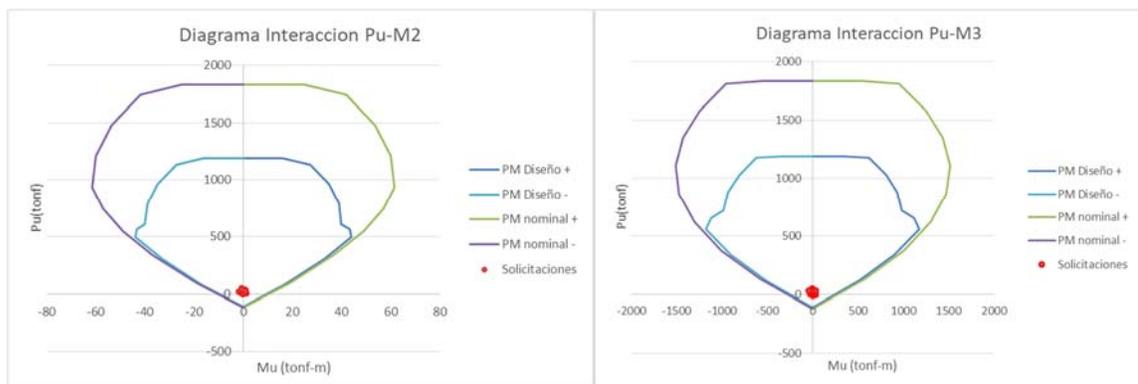


Figura 10.15 - Diagramas de interacción muro P15.

## Muro P16

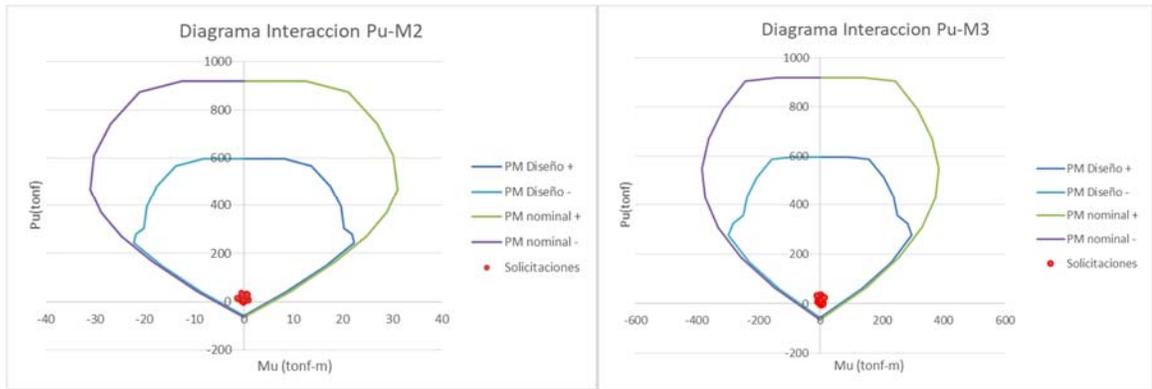


Figura 10.16 - Diagramas de interacción muro P16.

## Muro P17

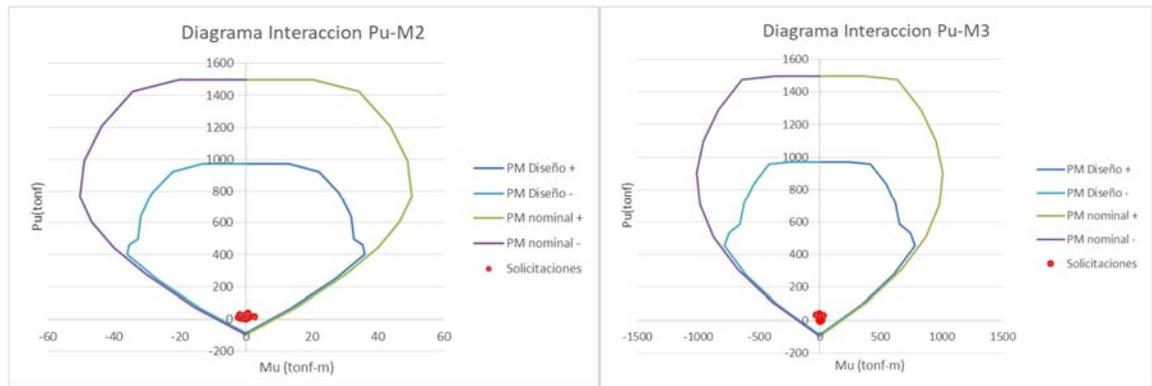


Figura 10.17 - Diagramas de interacción muro P17.

## Muro P18

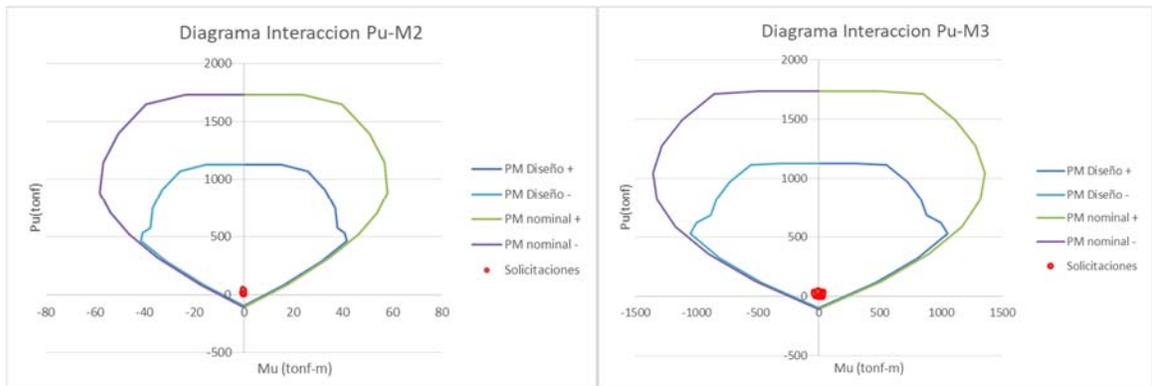


Figura 10.18 - Diagramas de interacción muro P18.

## Muro P19

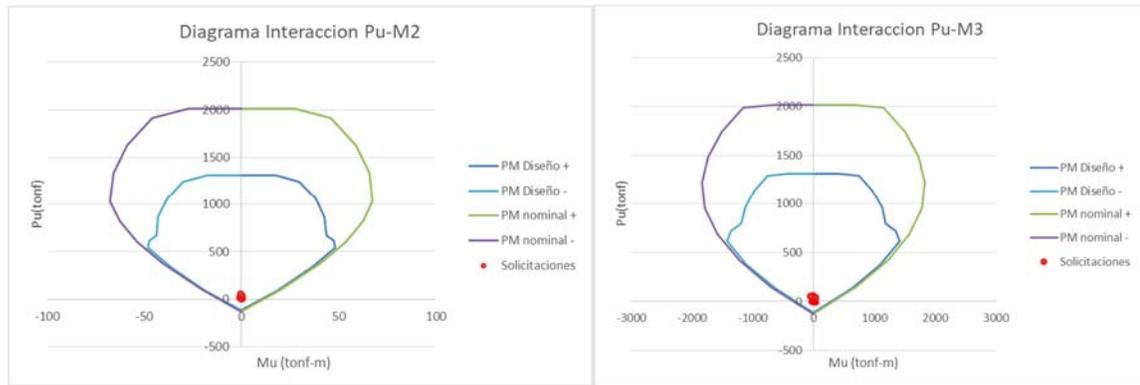


Figura 10.19 - Diagramas de interacción muro P19.

## Muro P20

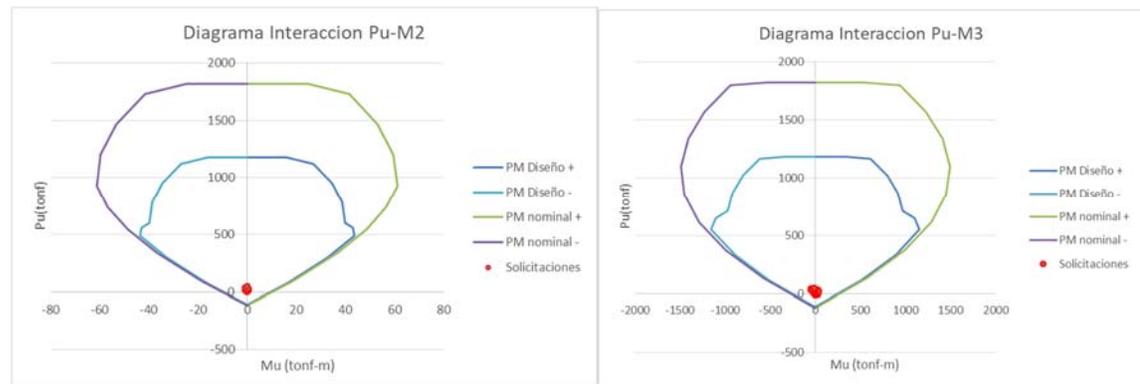


Figura 10.20 - Diagramas de interacción muro P20.

## Muro P21

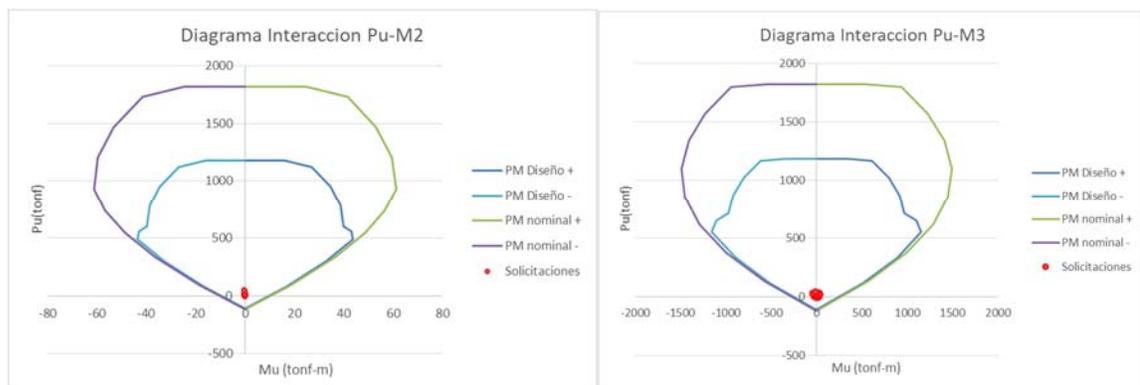


Figura 10.21 - Diagramas de interacción muro P21.

## Muro P22

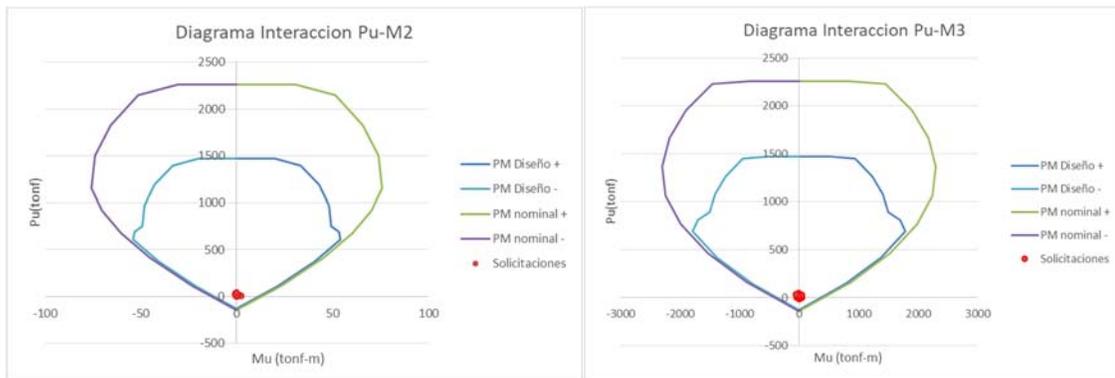


Figura 10.22 - Diagramas de interacción muro P22.

## Muro P23

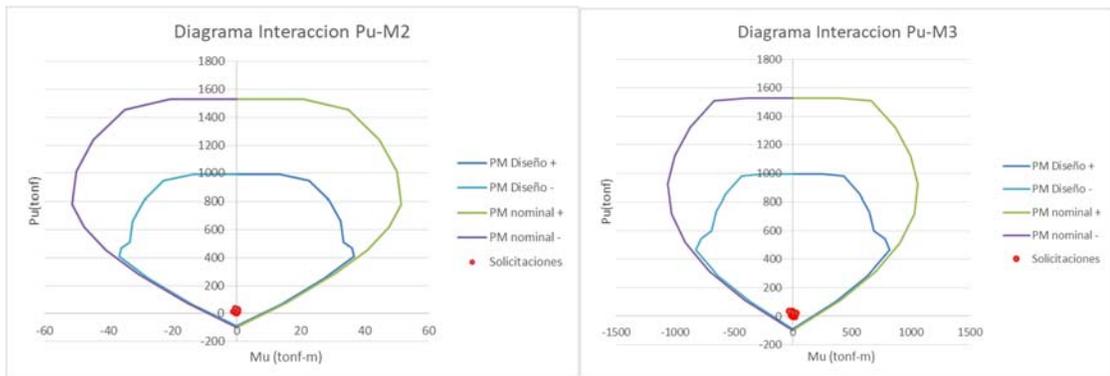


Figura 10.23 - Diagramas de interacción muro P23.

## Muro P24

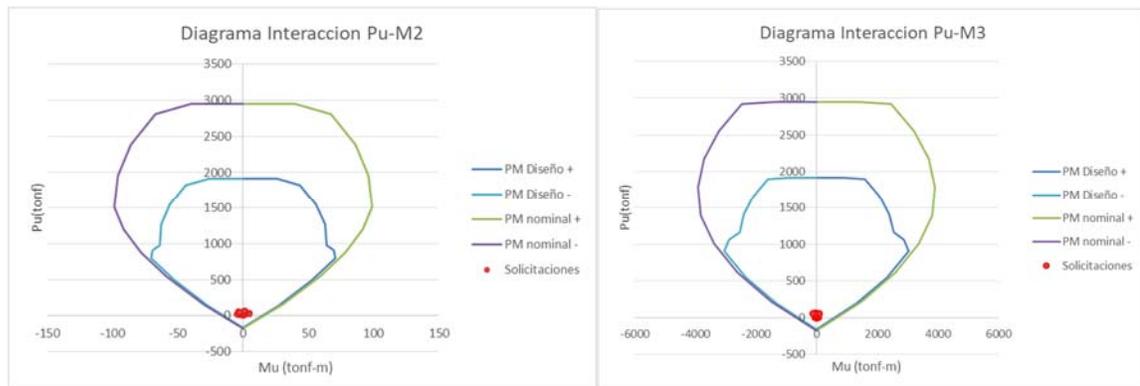


Figura 10.24 - Diagramas de interacción muro P24.

### Muro P25

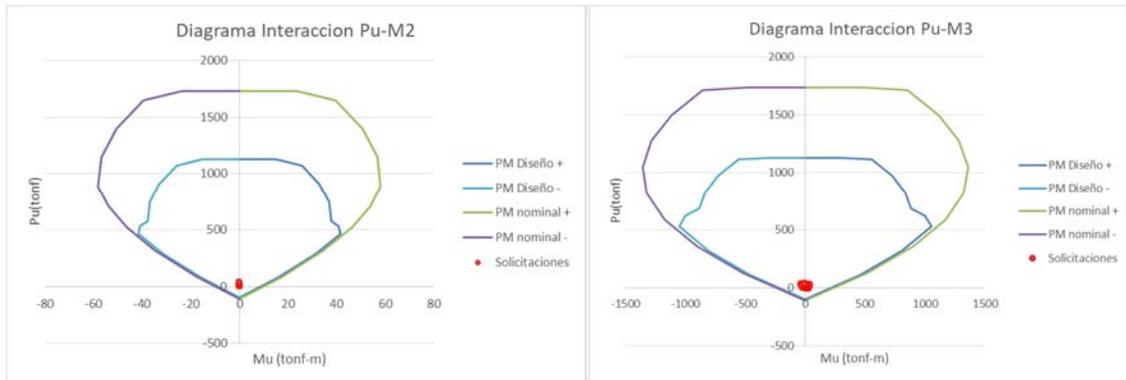


Figura 10.25 - Diagramas de interacción muro P25.

### Muro P26

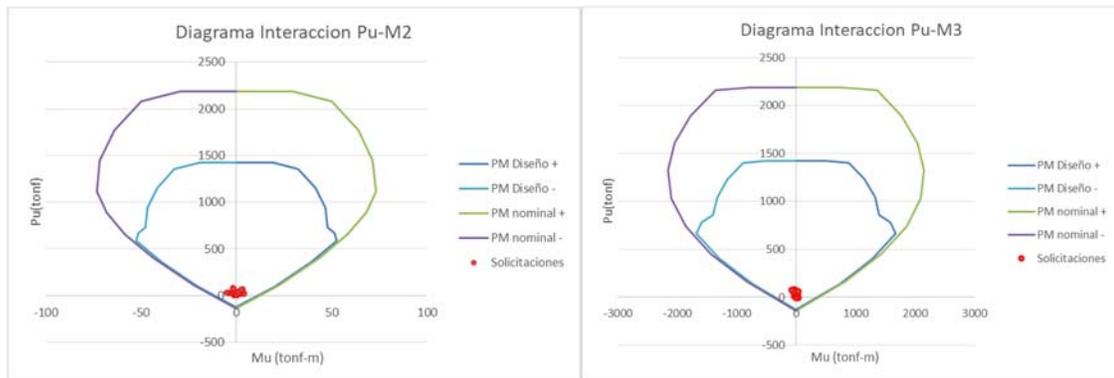


Figura 10.26 - Diagramas de interacción muro P26.

### Muro P27

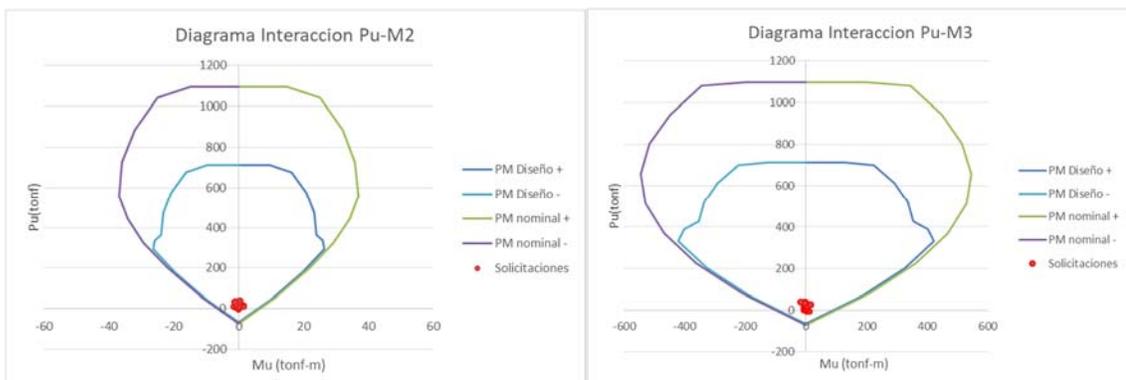


Figura 10.27 - Diagramas de interacción muro P27.

## Muro P28

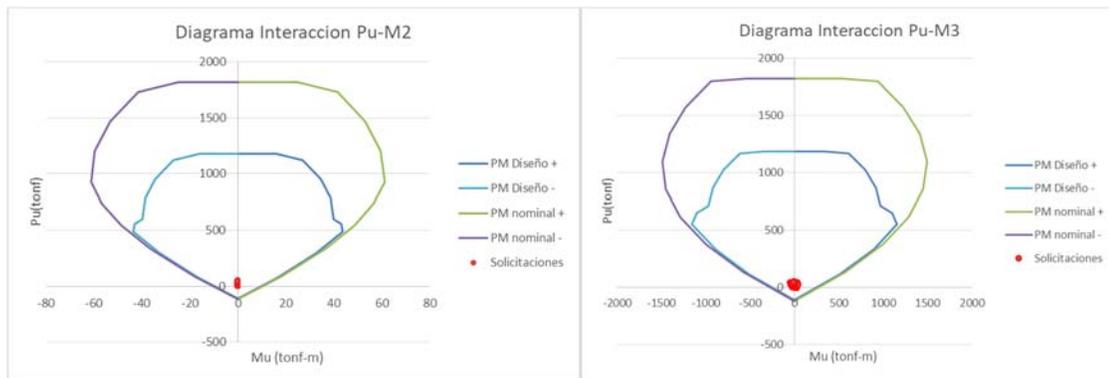


Figura 10.28 - Diagramas de interacción muro P28.

## Muro P30

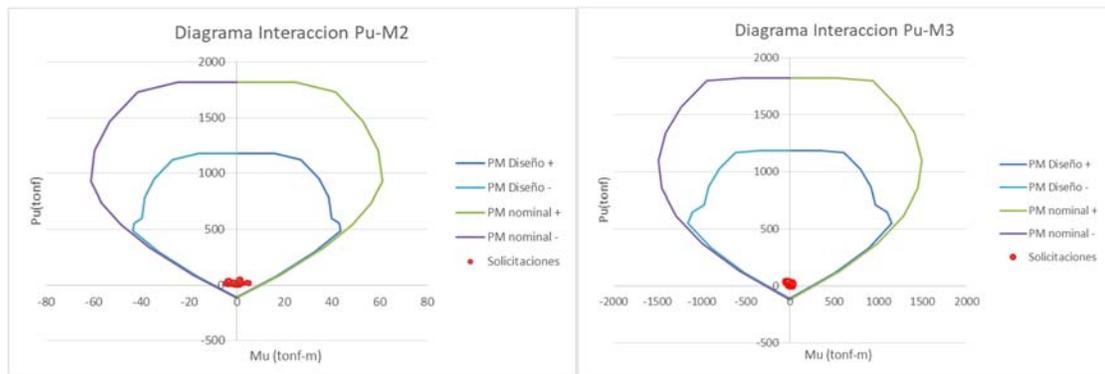


Figura 10.29 - Diagramas de interacción muro P30.

## Muro P31

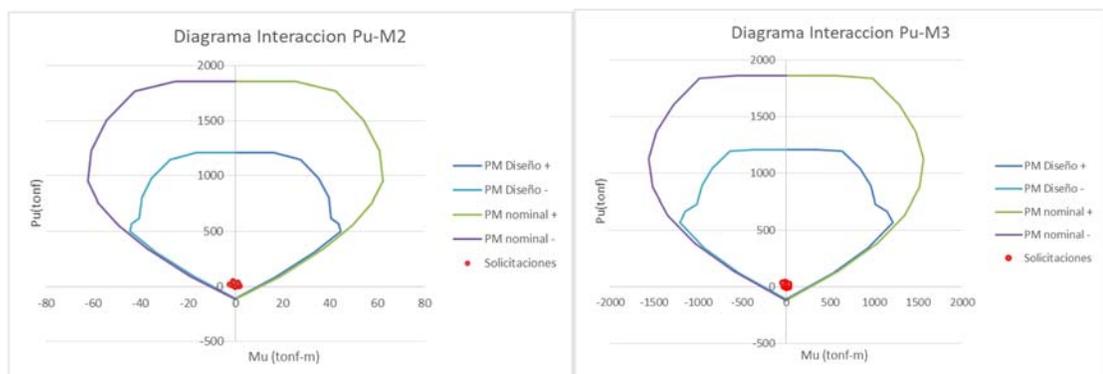


Figura 10.30 - Diagramas de interacción muro P31.