

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Evaluación del desplazamiento de fluencia en sistemas
de muros asimétricos de hormigón armado de distintos
largos incluyendo efectos dinámicos

Por

Melissa Alejandra Lumio Humire

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

Profesor Guía: David Poblete Lopez

Correferente: Patricio Quintana Gallo

Enero, 2022

Índice

1. Capítulo I: Introducción y Objetivos	9
1.1 Introducción	9
1.2 Objetivos	12
1.2.1. Objetivos Generales	12
1.2.2. Objetivos Específicos	12
2. Capítulo II: Revisión Bibliográfica	13
2.1 Requerimientos de Ductilidad y Detallamiento en las Construcciones de Muros de Carga (Wallace y Moehle, 1992 [6])	13
2.2 Diseño Sísmico Centrado en Desplazamientos para Edificios con Sistemas Mixtos (Paulay, 2002 [15])	15
2.3 Estimación Simple del Desplazamiento Elástico máximo de Techo para un Muro Esbelto de Hormigón Armado en Voladizo considerando Efectos Dinámicos (Quintana Gallo, 2018 [8])	17
3. Capítulo III: Análisis y Diseño del Modelo Estructural	20
3.1 Descripción del Caso en Estudio	20
3.2 Análisis Lineal Elástico Modal espectral	22
3.2.1 Cargas Estáticas y Peso Sísmico	22
3.2.2 Análisis Sísmico Modal Espectral	22
3.2.3 Resultados del Análisis	24
3.3 Diseño Estructural	26
3.3.1 Combinaciones de Carga	26
3.3.2 Propiedades de los Materiales	27
3.3.3 Disposiciones del Diseño a Flexión y Carga Axial	31
3.3.4 Disposiciones del Diseño al Corte	33
3.3.5 Resultado del Diseño Estructural	34
3.3.6 Esquema	39
4. Capítulo IV: Análisis No-Lineal	42
4.1 Modelo de Análisis	42
4.2 Análisis Estático Incremental (Pushover)	46
4.2.1 Corte Basal – Drift de Techo	47
4.2.2 Momento Basal – Drift de Techo	50
4.3 Análisis Dinámico No-Lineal (ANLD)	51
4.3.1 Drift de Techo en el Tiempo	52
4.3.2 Corte Basal en el Instante de Fluencia	56
4.3.3 Envolvente de Corte	58

4.3.4	Envolvente de Momento.....	61
4.4	Evaluación de los Resultados.....	64
4.4.1	Fórmulas para Calcular el Desplazamiento Elástico de Fluencia	64
4.4.2	Desplazamiento de Fluencia del Análisis Pushover	65
4.4.3	Desplazamiento de Fluencia del ANLD.....	68
4.4.4	Demanda de Curvatura del ANLD.....	70
5.	Capítulo V: Conclusiones.....	76
6.	Referencias	78
	Anexo A - Capítulo III	81
	Anexo B – Capítulo IV.....	83

Lista de Figuras

Figura 1.1: Carga lateral equivalente y su ubicación: a) distribución triangular invertida, deformada del primer modo; b) Distribución de cargas para modos superiores y su deformada. (Quintana Gallo, 2018 [8])	10
Figura 1.2: Mecánica de un muro asimétrico de sección compuesta en voladizo; (a) Muro en voladizo con diferentes secciones transversales; convención: FT = Ala en tensión, FC = Ala en compresión; (b) relación momento-curvatura del muro en situaciones FT y FC (figura tomada de Quintana Gallo et al. 2020 [9])	10
Figura 1.3: (a) Muro NM2e (Takahashi et al. 2013 [10]) 2,5% drift, situación FC; (b) muro NM2e, 2,5% drift, situación FT (Figura tomada de Quintana Gallo et al. 2020 [9]; fotos cortesía de Susumu Takahashi).....	11
Figura 1.4 Diagrama del Momento basal - Desplazamiento de techo, SINA (Pushover); (Álvarez 2019 [1])	11
Figura 2.1: Modelo para estimar deformaciones locales	14
Figura 2.2: Analogía viga en voladizo (Quintana Gallo, 2018 [8])	18
Figura 3.1: Modelo en 3D de la estructura en estudio.	20
Figura 3.2: Vista en planta de la estructura.	21
Figura 3.3: Espectros de Diseño según NCh433 Of.96 Mod. 2012.....	25
Figura 3.4: Drift entrepiso medido en el centro de masa (Drift CM)	25
Figura 3.5: Representación gráfica de la curva esfuerzo-deformación del hormigón G-30 sin confinar, según el modelo propuesto por Kent & Park (1971)	27
Figura 3.6: Relación esfuerzo-deformación para el hormigón confinado y sin confinar, según el modelo propuesto por Saatcioglu y Razvi (1992)	28
Figura 3.7: Distribución de la presión lateral en una sección rectangular	29
Figura 3.8: Curva esfuerzo-deformación para un acero de refuerzo sometido a una carga monotónica	30
Figura 3.9: Representación gráfica de la curva esfuerzo-deformación para el acero A630-420H... ..	31
Figura 3.10: Localización de refuerzo longitudinal requerido por 18.10.2.4(a) [18, p. 331]	32
Figura 3.11: Diagrama de interacción para el muro P5 en la dirección Y	35
Figura 3.12: Diagrama de interacción para el muro P6 en la dirección Y	36
Figura 3.13: Diagrama de interacción para el muro P7 en la dirección Y	36
Figura 3.14: Armadura longitudinal, transversal y de confinamiento para el muro P5	39
Figura 3.15: Armadura longitudinal, transversal y de confinamiento para el muro P6	40
Figura 3.16: Armadura longitudinal, transversal y de confinamiento para el muro P7	41
Figura 4.1: Vista en planta de los muros seleccionados para el estudio	43
Figura 4.2: Vista lateral de los muros en Ruaumoko 2D	43
Figura 4.3: Esquema del elemento con plasticidad concentrada tipo "Giberson Beam" [29].....	43
Figura 4.4: Regla de histéresis SINA [31]	43

Figura 4.5: Diagrama Momento - Curvatura con el ajuste tri-lineal	45
Figura 4.6: Corte basal - Drift de techo para el sistema de muros y corte basal total	47
Figura 4.7: Corte basal - Drift de techo para el muro P5 y P11 (sistema y aislado)	47
Figura 4.8: Corte basal - Drift de techo para el muro P6 y P12 (sistema y aislado)	48
Figura 4.9: Corte basal - Drift de techo para el muro P7 y P13 (sistema y aislado)	48
Figura 4.10: Corte basal - Drift de techo para todos los muros (sistema y aislado)	49
Figura 4.11: Momento Basal - Drift de techo para todos los muros (sistema y aislado)	50
Figura 4.12: Registro de aceleración, Christchurch 2011, Nueva Zelanda.	51
Figura 4.13: Registro de aceleración, Concepción Centro 2010, Chile.	51
Figura 4.14: Registro de aceleración, Lolleo 1985, Chile.	52
Figura 4.15: Registro de aceleración, Sylmar 1994, Estados Unidos (California).	52
Figura 4.16: Registro de aceleración, Viña del Mar 1985, Chile.	52
Figura 4.17: Historia de drift de techo para el registro Christchurch 2011	53
Figura 4.18: Historia de drift de techo para el registro Concepción Centro 2010	53
Figura 4.19: Historia de drift de techo para el registro Lolleo 1985	53
Figura 4.20: Historia de drift de techo para el registro Sylmar 1994	54
Figura 4.21: Historia de drift de techo para el registro Viña del Mar 1985	54
Figura 4.22: Drift de techo en el instante de fluencia por cada muro y registro	55
Figura 4.23: Comparación Corte Basal ANLD versus Pushover	57
Figura 4.24: Envoltorio de corte por cada muro y registro sísmico	60
Figura 4.25: Envoltorio de momento por cada muro y registro sísmico	64
Figura 4.26: Comparación desplazamiento de fluencia Pushover versus expresiones analíticas ...	67
Figura 4.27: Comparación desplazamiento de fluencia ANLD versus expresiones analíticas	69
Figura 4.28: Porcentaje de excedencia/déficit	71
Figura 4.29: Historia Momento-Curvatura para el registro Christchurch 2011	73
Figura 4.30: Historia Momento-Curvatura para el registro Lolleo 1985	74
Figura 4.31: Historia Momento-Curvatura para el registro Sylmar 1994	75
Figura A.1: Desplazamiento máximo por piso en la dirección x e y	81
Figura A.2: Drift entrepiso medido en la esquina de la planta versus Drift CM, en la dirección x	81
Figura A.3: Drift entrepiso medido en la esquina de la planta versus Drift CM, en la dirección y	82
Figura A.4: Corte por piso en la dirección x e y	82
Figura A.5: Momento por piso en la dirección x e y	83
Figura B.1: Ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura para el muro P5 y P11	84

Figura B.2: Ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura para el muro P6 y P12.....	84
Figura B.3: Ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura para el muro P7 y P13.....	85

Lista de Tablas

Tabla 3.1: Propiedades mecánicas del modelo estructural.	20
Tabla 3.2: Dimensiones de los elementos de la estructura.	21
Tabla 3.3: Carga Permanente y Sobrecarga de Uso.....	22
Tabla 3.4: Tabla resumen peso por unidad de área.....	22
Tabla 3.5: Periodos con mayor masa traslacional equivalente.....	22
Tabla 3.6: Parámetros sísmicos.....	23
Tabla 3.7: Resultados del Corte Basal de acuerdo con NCh433 Of.96 Mod. 2012.....	24
Tabla 3.8: Desplazamiento lateral de diseño.....	26
Tabla 3.9: Factor de sobrerresistencia Ωv en la sección crítica según 18.10.3.1.2 [11, p. 332].....	34
Tabla 3.10: Factor de amplificación dinámica según 18.10.3.1.3 [11, p. 332].....	34
Tabla 3.11: Refuerzo longitudinal para los muros T.....	35
Tabla 3.12: Carga axial máxima proveniente de las combinaciones de carga.....	35
Tabla 3.13: Cuadro comparativo del corte nominal según el factor de minoración.....	37
Tabla 3.14: Factores de diseño por capacidad.....	37
Tabla 3.15: Refuerzo transversal para los muros T.....	38
Tabla 3.16: Cuadro comparativo del corte nominal suministrado.....	38
Tabla 3.17: Elementos especiales de borde.....	38
Tabla 4.1: Estimación de la curvatura y momento de fluencia.....	45
Tabla 4.2: Parámetros principales de la regla de histéresis SINA (P5, P6 y P7).....	46
Tabla 4.3: Parámetros principales de la regla de histéresis SINA (P11, P12 y P13).....	46
Tabla 4.4: Corte basal y drift de techo del sistema versus caso aislado.....	49
Tabla 4.5: Desplazamiento de fluencia para el sistema y caso aislado.....	50
Tabla 4.6: Características de los registros sísmicos.....	51
Tabla 4.7: Desplazamiento de fluencia y drift de techo, por cada muro y registro.....	55
Tabla 4.8: Desplazamiento residual y drift de techo por cada registro.....	56
Tabla 4.9: Corte basal en toneladas proveniente del ANLD y Pushover (sistema y aislado).....	56
Tabla 4.10: Valores del parámetro η	65
Tabla 4.11: Desplazamiento máximo elástico de techo [cm].....	66
Tabla 4.12: Desplazamiento máximo elástico de techo en centímetros determinado mediante ANLD y fórmulas propuestas.....	68
Tabla 4.13: Curvatura de demanda mediante el Decreto Supremo N°60.....	70
Tabla 4.14: Demanda de curvatura impuesta por los registros sísmicos.....	70
Tabla 4.15: Curvatura de demanda considerando la fórmula propuesta por Quintana Gallo (2018) [8].....	71

Tabla 4.16: Capacidad de curvatura 72

Tabla B.1: Carga axial aplicada al diagrama momento-curvatura 83

Tabla B.2: Valores de M_{cc} por muro 83

1. Capítulo I: Introducción y Objetivos

1.1 Introducción

Chile presenta una de las mayores tasas de actividad sísmica del mundo, y es uno de los países donde se han producido los mayores terremotos del planeta. Es por esto, que en nuestro país existen normas de diseño sísmico que intentan asegurar un nivel de desempeño adecuado de las estructuras, y brindar así seguridad a sus ocupantes, y permitir su correcto funcionamiento. Sin embargo, las normas técnicas en general sólo establecen reglas y criterios mínimos de diseño, que, en algunos casos, contienen parámetros que no están explícitamente definidos y que se deben ‘demostrar’ de alguna forma. Por esta razón es fundamental realizar nuevos estudios, experimentales y numéricos, que puedan proveer definiciones conservadoras de dichos términos para complementar la normativa (Álvarez 2019 [1], Rubina 2020 [2]).

Dos de los parámetros que aún no están claramente definidos en la normativa chilena, y en particular en el Decreto Supremo N°60 (DS60) de 2011 [3] para el cálculo más detallado de la curvatura última ϕ_u , son: (1) el máximo desplazamiento elástico de techo, δ_e , y (2) la curvatura de fluencia (o máxima elástica) ϕ_e , ambos requeridos para evaluar la fórmula (21-7b), en lugar de su forma simplificada (ecuación 21-7a):

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (21 - 7a)$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (21 - 7b)$$

La fórmula (21-7a) utiliza una expresión simplificada que: (1) desprecia la componente elástica de las deformaciones; (2) desprecia la curvatura de fluencia para calcular la rotación plástica; (3) establece el punto de pivote en la base misma del muro; y (4) supone que $l_p = l_w/2$. La fórmula (21-7b), en tanto, incluye δ_e y ϕ_e , que se alcanza al llegar a la fluencia en la sección crítica del muro. Para estos dos últimos parámetros, el DS60 no establece una fórmula para determinarlas, y sólo dice que deben estar bien justificadas. El valor de ϕ_u es importante porque, si es subestimado, puede llevar a la conclusión errónea de que la máxima deformación del hormigón ε_c es menor que 0.008, el límite establecido por la norma para hormigón confinado.

Si bien la curvatura ϕ_e es un parámetro que está bien determinado en la literatura (Priestley et al. 2007 [4]) y que depende mayormente del tipo de acero, el largo del muro, y la forma de su sección transversal, δ_e puede calcularse de distintas formas, considerando o no efectos de orden dinámico. Existen fórmulas para estimar δ_e que suponen a una deformada del muro representativa del primer modo de vibrar (Park y Paulay 1975 [5], Wallace and Moehle 1992 [6], Massone *et al.* 2015 [7]). La expresión propuesta por Quintana Gallo [8], en cambio, incluye, de forma simplificada, pero con sentido físico, el efecto de los modos superiores de vibrar en δ_e . La Figura 1.1 presenta dos escenarios de deflexión del muro, con su equivalente carga lateral distribuida, representativos de: (a) el primer modo, y (b) los modos superiores.

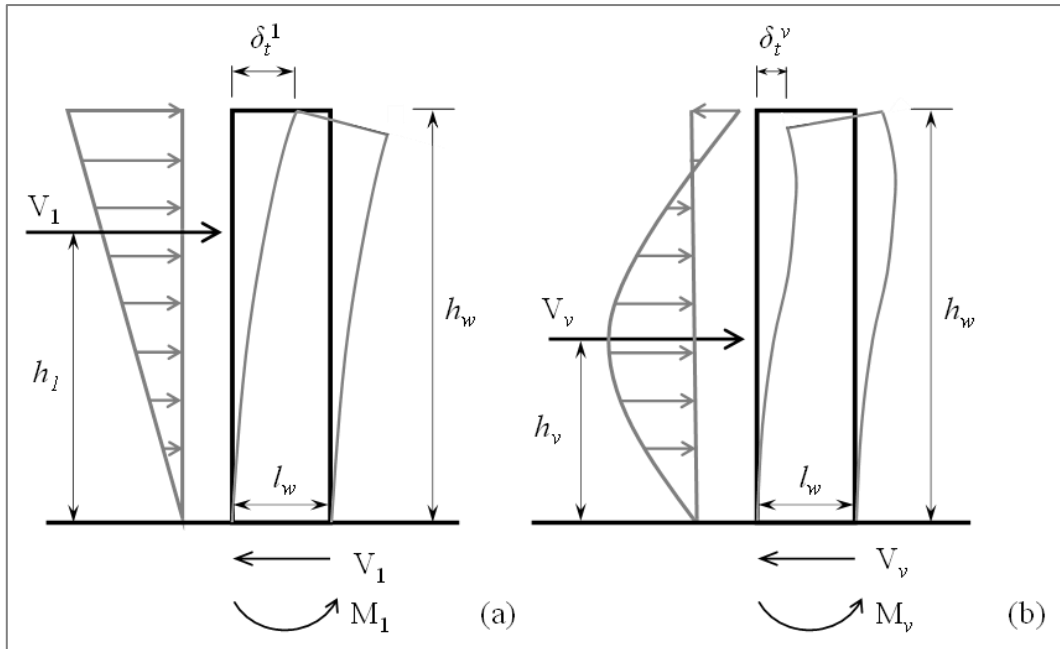


Figura 1.1: Carga lateral equivalente y su ubicación: a) distribución triangular invertida, deformada del primer modo; b) Distribución de cargas para modos superiores y su deformada. (Quintana Gallo, 2018 [8])

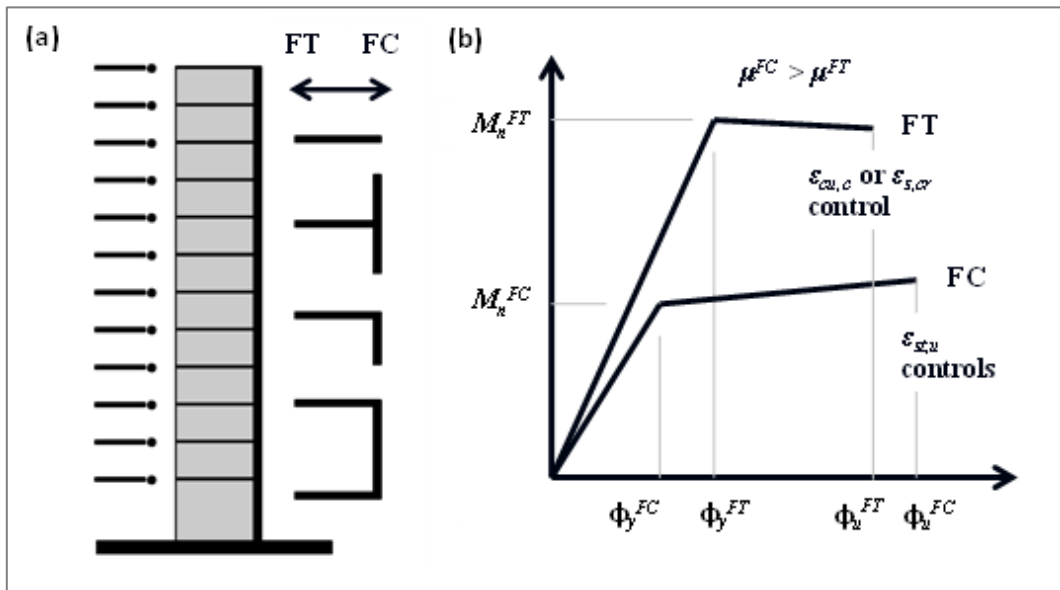


Figura 1.2: Mecánica de un muro asimétrico de sección compuesta en voladizo; (a) Muro en voladizo con diferentes secciones transversales; convención: FT = Ala en tensión, FC = Ala en compresión; (b) relación momento-curvatura del muro en situaciones FT y FC (figura tomada de Quintana Gallo et al. 2020 [9])

Por otro lado, existen muros con sección transversal simétrica (rectangulares, forma de I) y asimétrica (forma de T, C, L). Los muros simétricos tienen las mismas propiedades en ambos sentidos del movimiento. Los muros asimétricos (o con alas), en cambio, tienen distintas propiedades de: (1) rigidez, (2) resistencia, (3) fluencia y (4) ductilidad, dependiendo de si trabaja con su ala

comprimida (FC) o en tracción (FT), tal como se muestra en la Figura 1.2. En el primer caso (FC), el muro tiene: (a) una menor curvatura de fluencia, (b) una menor rigidez inicial, (c) una menor resistencia, (d) una mayor ductilidad, y (e) en general, una mayor rigidez post-fluencia (ver [9]). La Figura 1.3, presenta fotografías de los muros asimétricos ensayados por Takahashi et al. [10], que ilustran el patrón de daño de los muros asimétricos dependiendo del sentido del desplazamiento.

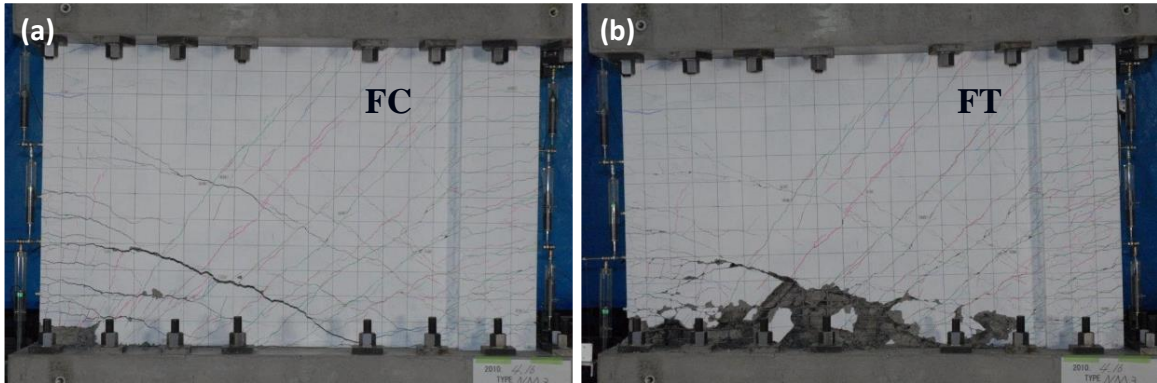


Figura 1.3: (a) Muro NM2e (Takahashi et al. 2013 [10]) 2,5% drift, situación FC; (b) muro NM2e, 2,5% drift, situación FT (Figura tomada de Quintana Gallo et al. 2020 [9]; fotos cortesía de Susumu Takahashi)

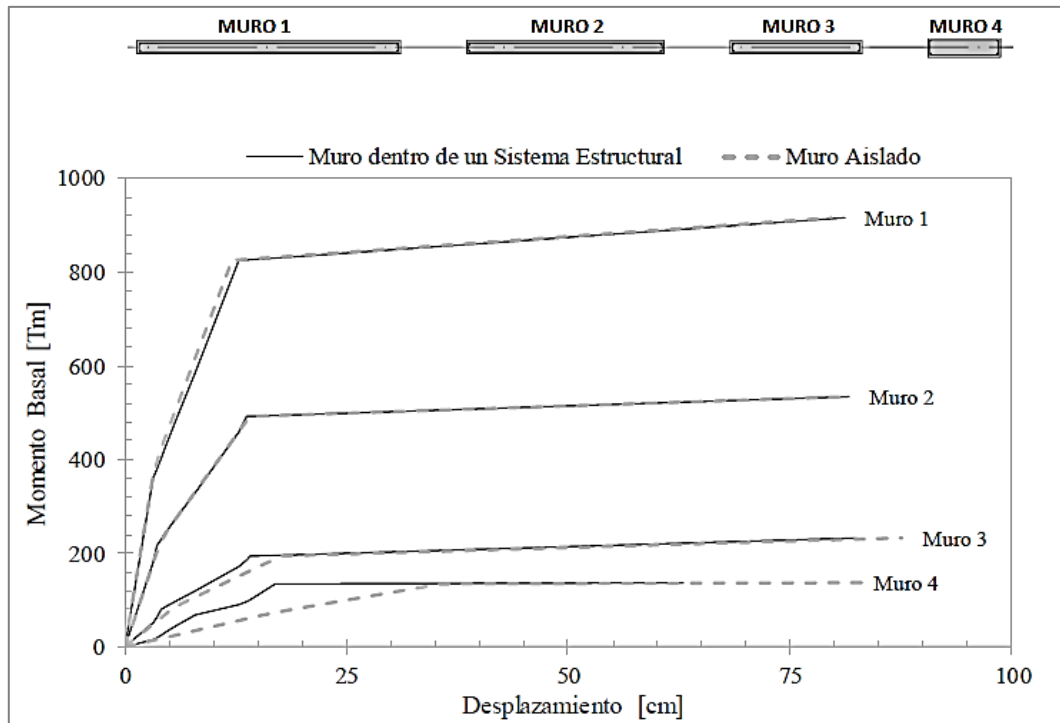


Figura 1.4 Diagrama del Momento basal - Desplazamiento de techo, SINA (Pushover); (Álvarez 2019 [1])

Por último, es importante destacar que δ_e es proporcional a ϕ_e , que a su vez es inversamente proporcional al largo del muro. En consecuencia, el desplazamiento de fluencia del muro es

inversamente proporcional su largo, l_w . Sin embargo, esta lógica tiene sentido cuando el muro se define como un elemento aislado del resto o independiente, y no dentro de un sistema con más muros, como se tiene en un edificio real. La Figura 1.4, tomada de la referencia [1], muestra los resultados del análisis incremental (momento-desplazamiento) de un sistema de cuatro muros rectangulares de distintos largos. En ella se demuestra que el desplazamiento de fluencia de los muros más cortos estaría influenciado por la deformada de los muros más largos, registrándose desplazamientos menores que los anticipados cuando se consideran aislados (también identificados en la figura).

Según lo expuesto, resulta importante evaluar la expresión que calcula el desplazamiento elástico máximo de techo propuesta por Quintana Gallo [8] (y otras) en muros asimétricos de distinta relación de aspecto bajo efectos dinámicos, dado que hasta la fecha no se han hechos estudio en este ámbito. Además, esta expresión fue desarrollada para muros aislados, y requiere ser re-interpretada en el contexto de un sistema de muros. Finalmente, como un trabajo suplementario, se evalúan la distribución de las fuerzas de corte que resiste cada muro del sistema a medida que aumenta el desplazamiento de techo.

1.2 Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

Evaluar la expresión que calcula el desplazamiento elástico máximo de techo propuesta por Quintana Gallo [8], así como otras disponibles en la literatura, cuando se utiliza para estimar el desplazamiento de fluencia de muros asimétricos de distintos largos que forman un sistema de muros, utilizando análisis incrementales y dinámicos no-lineales con registros chilenos y extranjeros.

1.2.2. Objetivos Específicos

1. Realizar una breve revisión bibliográfica de investigaciones similares anteriores, y revisar los antecedentes necesarios para llevar a cabo el trabajo.
2. Diseñar y modelar un edificio de plantas regulares incluyendo muros de sección T de distinto largo, cumpliendo con la normativa ACI318-19 [11].
3. Modelar, en forma simplificada, el edificio en el programa Ruaumoko 2D [12], considerando las propiedades inelásticas de los muros mediante elementemos de plasticidad concentrada y una regla de histéresis que admite una distinta rigidez positiva/negativa.
4. Realizar un análisis incremental (pushover) de la estructura en estudio, en ambas direcciones, para estimar el valor del desplazamiento de fluencia de los muros, y compararlos con los valores obtenidos cuando los muros se consideran como aislados (formulación analítica).
5. Realizar análisis dinámicos no-lineales para evaluar el desplazamiento de fluencia de los muros, incluyendo efectos de orden dinámico.
6. Proponer una mejoría, adaptar o refutar la fórmula propuesta en Quintana Gallo [8].

2. Capítulo II: Revisión Bibliográfica

Se busca recopilar información bibliográfica de investigaciones anteriores que permitan facilitar la comprensión de la fórmula que calcula el desplazamiento elástico máximo de techo propuesta por Quintana Gallo [8].

2.1 Requerimientos de Ductilidad y Detallamiento en las Construcciones de Muros de Carga (Wallace y Moehle, 1992 [6])

Wallace y Moehle (1992) [6] describen un procedimiento analítico para determinar la necesidad de confinamiento en las edificaciones de muros de hormigón armado sujeta a terremotos. El procedimiento se basa en la comparación directa de las capacidades de desplazamiento esperadas y las demandas de desplazamiento del edificio.

El trabajo de Wallace y Moehle (1992) [6] menciona los estudios reportados por Newmark y Hall (1982) [13] y Shimazaki y Sozen (1984) [14] donde estudian las respuestas máximas de desplazamiento inelástico y elástico de osciladores de un grado de libertad, del cual se observa que si el período inicial supera el período característico del suelo el desplazamiento máximo es casi independiente de la fuerza. Extendiendo este descubrimiento a sistemas de varios pisos, el desplazamiento máximo que responde en el rango inelástico puede ser aproximado como si fuera igual al máximo desplazamiento que pudiera ocurrir si la estructura permaneciera elástica. Por lo tanto, se deduce que los espectros de respuesta de desplazamiento elástico son herramientas adecuadas para estimar directamente el máximo desplazamiento en estructuras con períodos fundamentales que exceden el período característico del suelo.

Dicho esto, los autores presentan la estimación de la razón del drift de techo, el cual puede expresarse en términos de la relación de aspecto del muro y la relación entre el área transversal del muro con el área de la planta. Sin embargo, esta expresión sólo se limita a secciones rectangulares.

Para el estudio de los requisitos del detallamiento, éste se desarrolló bajo dos enfoques. El primero supone que los muros individuales sufren la misma ductilidad de desplazamiento en todo el edificio (el cual no es aplicable a edificios que tienen una variedad de secciones transversales en los muros) y el otro enfoque relaciona el desplazamiento con las deformaciones elásticas e inelásticas a lo largo de la altura del muro.

La relación de los desplazamientos laterales con las demandas inelásticas locales se basa en un modelo (ver Figura 2.1) que distribuye las curvaturas elásticas a lo largo del muro en proporción al momento, donde el máximo valor es igual a la curvatura de fluencia ϕ_y de la sección transversal en la base del muro. En cuanto a las curvaturas inelásticas, estas se acumulan cerca de la base del muro a lo largo de una altura l_p , que resulta de la rotación de una rótula plástica, hasta llegar al máximo valor ϕ_u .

Considerando una sección de muro no confinado, el máximo valor útil de ϕ_u puede ser aproximado usando la teoría de flexión convencional con una deformación unitaria máxima de compresión del hormigón igual a 0,004. La longitud l_p típicamente oscila entre 0,5 l_w y l_w . De acuerdo con [6], el valor 0,5 l_w es usado con el fin de desarrollar resultados más conservadores.

Dado el modelo de la Figura 2.1, el desplazamiento en la parte superior del muro se aproxima a (2.1).

$$\delta_u = \delta_y + \theta_p h_w = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 + \frac{1}{2} (\phi_u - \phi_y) h_w l_w \quad (2.1)$$

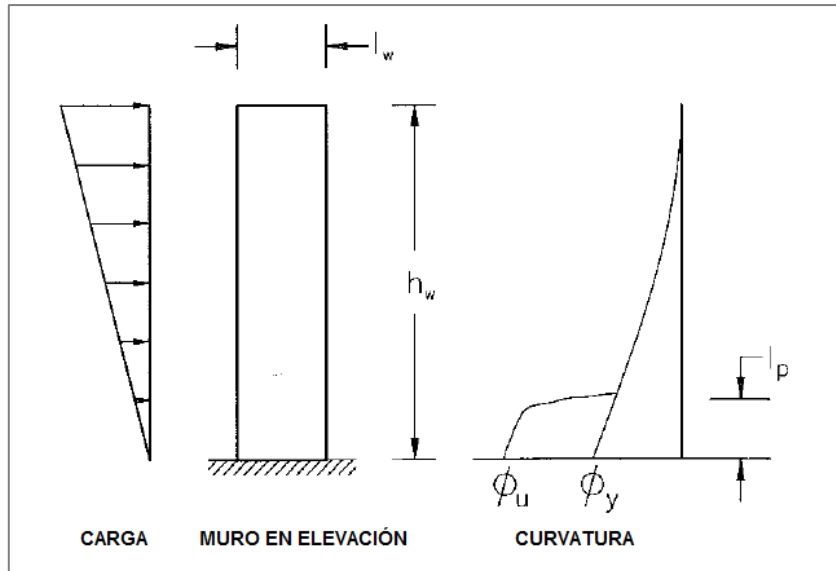


Figura 2.1: Modelo para estimar deformaciones locales

Donde:

δ_u = desplazamiento lateral último de techo

δ_y = desplazamiento lateral de fluencia

ϕ_u = curvatura última

ϕ_y = curvatura de fluencia

h_w = altura del muro

l_w = longitud del muro

La constante 11/40 se basa en la distribución lineal creciente de las fuerzas laterales a lo largo de la altura del muro. Según los autores, para valores bajos de carga axial y cuantía de acero, el valor de ϕ_y en (2.1) se puede aproximar a $0,0025/l_w$. Con esta aproximación, la curvatura ϕ_u requerida para lograr un determinado desplazamiento puede resolverse a partir de (2.1). El resultado se expresa en una forma adimensional como $\phi_u l_w$ en (2.2).

$$\phi_u l_w = 0,0025 \left(1 - \frac{11 h_w}{20 l_w} \right) + \frac{2\delta_u}{h_w} \quad (2.2)$$

$$\phi_u l_w \approx 0,0025 \left(1 - \frac{1 h_w}{2 l_w} \right) + \frac{2\delta_u}{h_w} \quad (2.3)$$

Luego, Wallace y Moehle (1992) [6] desarrollan una relación general disponible para la deformación del muro a partir de una sección transversal simple. Aunque se asume una sección rectangular, los resultados son igualmente aplicables a las secciones T y L si el ala está en tensión. Bajo ciertas consideraciones atribuibles al refuerzo, desarrollan una relación entre la curvatura final disponible ϕ_u , la carga axial y la cuantía del refuerzo. Esta relación y junto a (2.3) son graficadas y pueden utilizarse para determinar si se requiere o no el confinamiento en el muro.

Finalmente, el estudio se llega a la conclusión de que el confinamiento del hormigón en la construcción de muros de carga puede ser necesario en las extremidades cuando las secciones

transversales tienen forma de T, L u otra forma similar y que el confinamiento no suele ser necesario en secciones transversales de pared regular simétricamente reforzadas.

2.2 Diseño Sísmico Centrado en Desplazamientos para Edificios con Sistemas Mixtos (Paulay, 2002 [15])

La predicción del desplazamiento en sistemas de edificios con hormigón armado postulada por Paulay (2002) [15] se basa en la redefinición de las propiedades básicas estructurales. Contrario a las técnicas tradicionales, el enfoque propuesto permite límites de desplazamientos, pertinente a los sistemas mixtos dúctiles.

En este paper se presta atención principalmente a las capacidades de deformación en estructuras mixtas satisfaciendo así de manera más realista los criterios de rendimiento establecidos. Se consideran dos sistemas típicos. Uno de ellos consiste en la interacción de un marco dúctil de hormigón armado con un muro dúctil en voladizo y el otro en una estructura con muros acoplados.

REDEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES

Se considera que, para propósitos de diseño sísmico, la respuesta no lineal de fuerza y desplazamiento observada en los elementos estructurales de los sistemas dúctiles puede ser sustituida por la idealización bilineal. Para este fin se redefinen ciertas propiedades, en particular las que afectan a la transición no-lineal desde la respuesta lineal-elástica a la totalmente plástica. En particular, para esta revisión sólo se inspecciona dos propiedades las cuales se mencionan a continuación:

CURVATURA DE FLUENCIA NOMINAL

La curvatura de primera fluencia se define como aquella curvatura asociada a la fluencia de la primera barra de refuerzo más traccionada, tal que:

$$\phi'_y = \frac{\varepsilon_y}{\xi D} \quad (2.4)$$

Donde, D denota la altura de la sección transversal de vigas o columnas rectangulares, el diámetro de columnas circulares o la longitud de muros. El valor adimensional ξ define la posición del eje neutro (denominado c) en una sección, y corresponde a c/D en el instante en que se alcanza la primera fluencia. Se propone definir que la rigidez equivalente a flexión como:

$$E_c I_e = \frac{M_y'}{\phi'_y} \quad (2.5)$$

Donde, M_y' es el momento resistente asociado a la primera fluencia e I_e es el momento de inercia de una sección agrietada equivalente.

La curvatura nominal de fluencia se define como la curvatura asociada al momento de fluencia de la sección transversal de un elemento. Si se toma este momento igual al momento nominal de la sección, i.e. $M_y = M_n$, por triángulos semejantes se obtiene:

$$\phi_y = \left(\frac{M_n}{M_y'} \right) \phi_y' \quad (2.6)$$

Combinando las ecuaciones (2.4) y (2.6), se obtiene:

$$\phi_y = \left(\frac{M_n}{M_y'} \right) \frac{\varepsilon_y}{\xi D} = \frac{\eta \varepsilon_y}{D} \quad (2.7)$$

Con η definido según:

$$\eta = \frac{\left(\frac{M_n}{M_y'} \right)}{\xi} \quad (2.8)$$

Se ha demostrado (Priestley 1998 [16], Priestley y Kowalsky 1998 [17]) que los siguientes valores de η generalmente no difieren de los "exactos" en más de un 10 a 15%.

- | | |
|---------------------------------------|---------------------|
| a. Vigas rectangulares o vigas de ala | $\eta \approx 1.70$ |
| b. Columnas circulares | $\eta \approx 2.35$ |
| c. Columnas rectangulares | $\eta \approx 2.12$ |
| d. Muros rectangulares | $\eta \approx 2.00$ |

En consecuencia, es evidente que no debe utilizarse ningún valor preconcebido específico de la rigidez a la flexión, EI , para la estimación de la curvatura nominal de fluencia en una sección particular. Sin embargo, con el fin de analizar las estructuras con propiedades de resistencia conocidas, la ecuación (2.5) puede modificarse de esta manera:

$$E_c I_e = \frac{M_n}{\phi_y} \quad (2.9)$$

Paulay [15] agrega que una carga de compresión axial moderada sobre los muros no afectará de manera significativa la curvatura nominal de fluencia. Sin embargo, la resistencia nominal a flexión de una sección, M_n , puede aumentar considerablemente con un aumento de la carga axial. Esto a su vez, afectará la rigidez de la sección de un elemento, definida por la ecuación (2.9).

DESPLAZAMIENTOS DE FLUENCIA NOMINAL

Una vez que se han establecido las curvaturas de fluencia nominal en las secciones críticas de los elementos, se obtienen fácilmente los desplazamientos correspondientes para tres casos particulares, no obstante, para este trabajo sólo se considera el primer caso que habla del muro en voladizo:

La deflexión lateral de un muro esbelto en voladizo a una altura h_e sobre su base, asociada a la curvatura nominal de fluencia, sometido a una distribución de fuerzas estáticas laterales, se define como:

$$\Delta_y = C \phi_y h_e^2 \quad (2.10)$$

Donde C es una constante. Para una fuerza lateral concentrada en el nivel $h_e = h_w$, $C = 1/3$, y para una distribución triangular invertida de fuerzas estáticas laterales, con $h_e = (2/3)h_w$, $C = 11/40$. La ecuación (2.10) resulta de la proporción entre la curvatura y el momento flector, éstas varían igualmente a lo largo de la altura del muro. Tomando en cuenta esta deducción, para cualquier otra

distribución de momento generado por un patrón de cargas determinado, se puede evaluar el coeficiente de deflexión C . Por otro lado, para muros bajos y con alto contenido de refuerzo, es posible que se necesite considerar deflexiones adicionales debido a la distorsión por corte.

Por último, el autor enfatiza que no intenta predecir las demandas sísmicas de desplazamientos, éstas deben ser establecidas por el diseñador ya sea siguiendo una estrategia de diseño basado en fuerzas o en desplazamientos, asegurando que la resistencia sísmica proporcionada garantice que la capacidad de desplazamiento estimada no será excedida. Agrega, además, que el enfoque presentado está orientado al diseño más que al análisis y que se basa en principios muy simples.

2.3 Estimación Simple del Desplazamiento Elástico máximo de Techo para un Muro Esbelto de Hormigón Armado en Voladizo considerando Efectos Dinámicos (Quintana Gallo, 2018 [8])

Quintana Gallo (2018) presenta un método simple para estimar el desplazamiento elástico máximo de techo de un muro esbelto de hormigón armado en voladizo, incluyendo efectos dinámicos.

El autor parte mencionando dos tipos de distribución de carga lateral equivalente destinadas a representar la deflexión del muro en el primer modo de vibrar que varios otros autores utilizan en sus investigaciones. Luego, hace reconocimiento de que la distribución de fuerzas laterales equivalentes a lo largo de la altura de un muro varía en el tiempo y que depende de la participación relativa de los modos de vibrar y sus periodos, no solo del primero. De esta forma, si el enfoque sólo se limita al primer modo de vibrar esto puede conducir a una sobreestimación del máximo desplazamiento elástico de techo.

El enfoque de este artículo considera una carga lateral concentrada equivalente a V el cual representa a un patrón de cargas laterales correspondiente a acciones sísmicas distribuidas a lo largo de la altura del muro. Por equilibrio, esta fuerza lateral resultante es igual al corte en la base del muro y está ubicada a una altura $h = M/V$, donde M es el momento flector en la base del muro producto de la fuerza V . La Figura 1.1, presenta dos escenarios para esta ubicación: (a) $V = V_1$ y $h = h_1$, la fuerza lateral y su ubicación está asociada al primer modo; y (b) $V = V_v$ y $h = h_v$, la fuerza lateral y su ubicación que consideran los efectos dinámicos producto de la acción de los modos superiores de vibrar.

Si se estudia el escenario (a), el máximo desplazamiento de fluencia en el techo sería δ_{te}^1 obtenido de la doble integración del diagrama de curvatura sobre h_w , asumiendo EI constante (Wallace y Moehle, 1992) resulta lo siguiente:

$$\delta_{te}^1 = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 \quad (2.11)$$

Por otro lado, el escenario (b) el cual presenta una distribución de carga no determinada, h_v es menor a h_1 , de tal manera que $h_v = h_1/\omega_v$, con $\omega_v > 1,0$ (factor de amplificación dinámica) y dado que se impone el límite elástico en la base del muro, $M_v = M_y$, donde M_v es el momento flector en la base del muro debido al patrón de cargas de los modos superiores. Para definir el factor de amplificación dinámico ω_v , el autor considera la formulación hecha por Paulay y Priestley [18], donde este factor depende de la altura del muro o, indirectamente, del número de pisos del edificio.

Para determinar el desplazamiento, el método analítico propuesto se fundamenta en la analogía de una viga en voladizo de largo L cargada con una fuerza concentrada F a una distancia ' α ' del extremo fijo y una rigidez constante EI en toda su longitud (ver Figura 2.2).

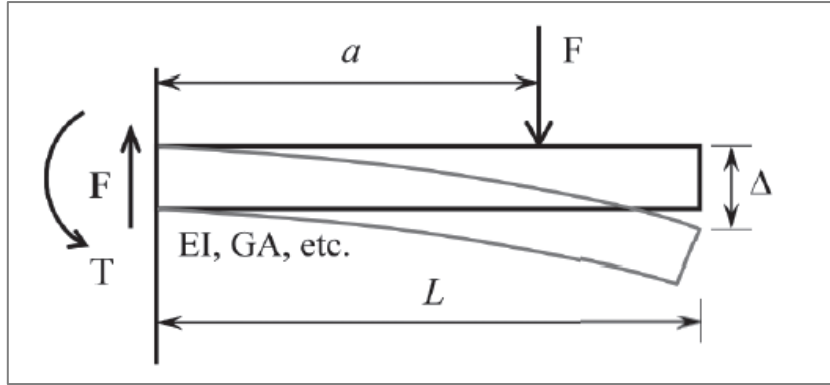


Figura 2.2: Analogía viga en voladizo (Quintana Gallo, 2018 [8])

Considerando sólo deformaciones por flexión y usando métodos de energía, el desplazamiento vertical en el extremo libre de una viga en voladizo está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta = \int_0^a \frac{F(x-a)(x-L)}{EI} dx = \frac{Fa^2}{6EI} (3L-a) \quad (2.12)$$

Como resultado, el autor define el máximo desplazamiento de fluencia en el techo bajo efectos dinámicos según lo siguiente:

$$\frac{\delta_e}{h_w} = \left(\frac{\alpha}{6\omega_v} \right) \left(3 - \frac{\alpha}{\omega_v} \right) \eta \varepsilon_y A_r \quad (2.13)$$

Donde;

δ_e = desplazamiento de techo que produce la fluencia.

h_w = altura del muro.

$\alpha = h_1/h_w$

h_1 = altura donde se encuentra ubicada la resultante de fuerza lateral (primer modo).

ω_v = factor de amplificación dinámica.

η = coeficiente según geometría de la sección transversal del muro.

ε_y = deformación unitaria de fluencia del acero

A_r = razón de aspecto del muro ($A_r = h_w/l_w$)

Si se desprecian los efectos dinámicos, es decir, $\omega_v = 1,0$ y $\alpha = 2/3$, correspondiente a un patrón de cargas laterales triangular invertido representativo del primer modo, la ecuación (2.13) queda:

$$\frac{\delta_e}{h_w} = \frac{7}{27} \eta \varepsilon_y A_r \quad (2.14)$$

Por otro lado, si se utiliza un factor de amplificación dinámico $\omega_v = 2,0$ (propuesto por el autor) junto con $\alpha = 2/3$, la ecuación (2.13) se puede escribir como;

$$\frac{\delta_e}{h_w} = \frac{4}{27} \eta \varepsilon_y A_r \quad (2.15)$$

Es preciso señalar, y como también lo indica el autor, el método propuesto tiene ciertas limitaciones. La rigidez EI se considera constante a lo largo de la altura del muro, aclarando que este supuesto

no es cierto cuando el muro está ubicado dentro de un edificio, ya que disminuye la carga axial con la altura y también lo hace el refuerzo longitudinal, dando como resultado que disminuya el momento nominal en los pisos superiores y, consecuentemente, la rigidez. Explica además que, si se incluye la variación de la resistencia, la curvatura del muro será mayor a lo largo de la altura comparado con el caso de que esta variación no se incluyera. Sin embargo, dice, que esto se transforma en un mayor valor de desplazamiento elástico de techo, por lo que el desplazamiento calculado con los supuestos anteriores entrega un resultado más conservador. También señala que el valor adoptado de ω_v podría no ser apropiado para todos los casos y debe entenderse como un valor conservador de referencia, que bien puede ser refutado en el futuro.

Por último, agrega que no se ha considerado ninguna interacción del muro con alguna otra estructura circundante, despreciando, de esta manera, los efectos de acoplamiento de las losas y/o vigas. Esto a su vez, provoca que no se tome en cuenta la variación de la carga axial impuesta al muro debido al acoplamiento de éste con el resto de la estructura por medio de estos elementos.

3. Capítulo III: Análisis y Diseño del Modelo Estructural

3.1 Descripción del Caso en Estudio

La estructura prototipo cuenta con 12 pisos, donde la altura entre piso es de 2,6 [m], por lo que la altura total es de 31,2 [m]. La planta es rectangular y tiene un área de 2160 [m²], con 30 [m] de ancho y 72 [m] de largo. La estructura está compuesta por muros y losas (4 muros rectangulares, uno en cada esquina y 12 muros en forma de T al interior) como se muestra en la Figura 3.1.

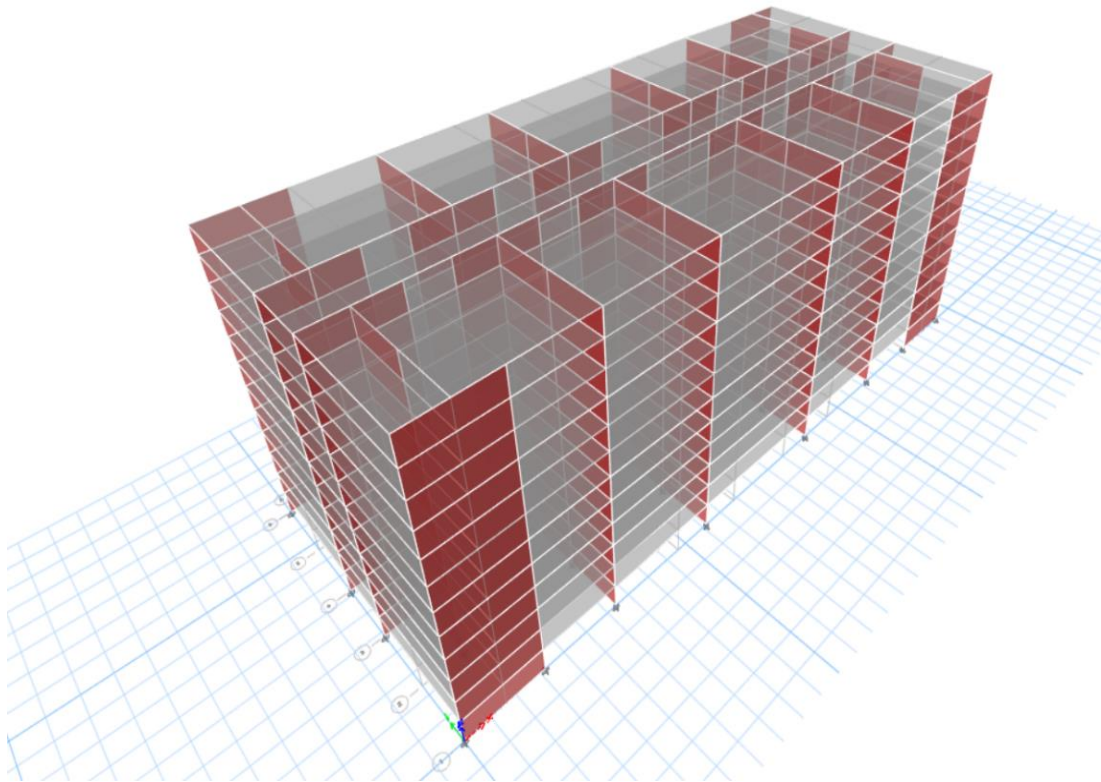


Figura 3.1: Modelo en 3D de la estructura en estudio.

Para el análisis y diseño se consideran las propiedades mecánicas que se presentan en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1: Propiedades mecánicas del modelo estructural.

Hormigón (G-30)	Acero (A630-420H)
$f'_c = 30 \text{ [Mpa]} = 300 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$	$f_y = 420 \text{ [Mpa]} = 4200 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} = 261540 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$	$f_u = 630 \text{ [Mpa]} = 6300 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$
$\rho = 2500 \text{ [kg/m}^3\text{]}$	$E_s = 2,1 * 10^6 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$

La Figura 3.2 presenta la planta tipo de la estructura en estudio. Cabe señalar que esta disposición se repite en cada piso, es decir, los 12 pisos son iguales. Se puede observar que la estructura es simétrica y los muros en forma de T tienen distintos largos. La losa, por su parte, se subdividió según las líneas segmentadas para que las cargas que llegan a ella fueran transmitidas al muro adyacente (ver Figura 3.2).

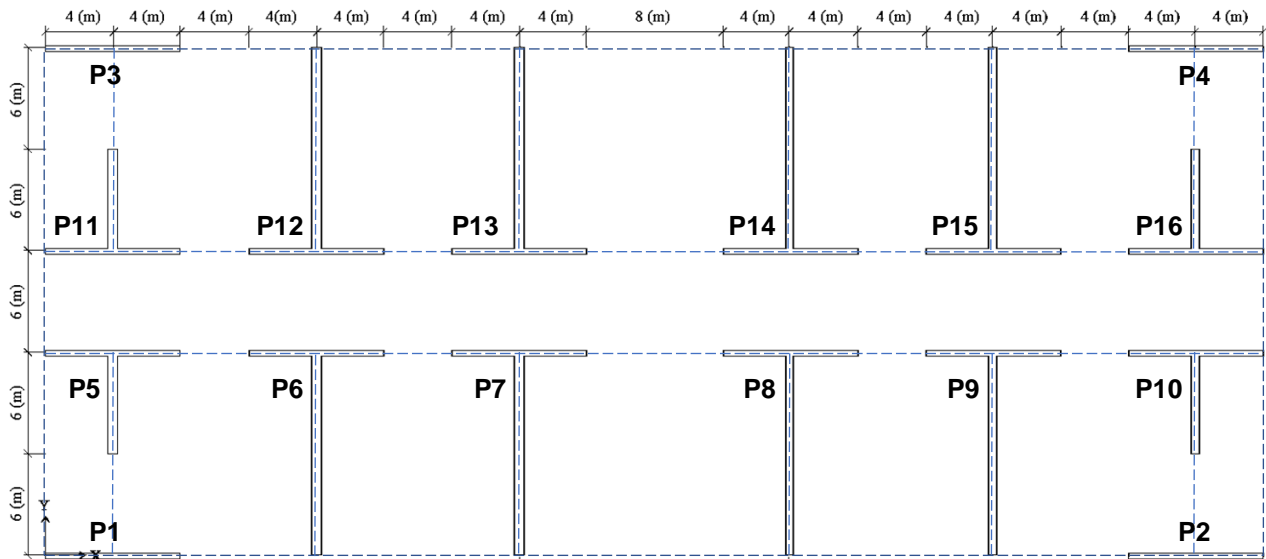


Figura 3.2: Vista en planta de la estructura.

Por otro lado, las dimensiones de los elementos que componen la estructura se describen en la Tabla 3.2. Las propiedades que se utilizaron para modelar los muros son del tipo “Shell-Thin” y en las losas son del tipo “Membrane”. Para agrupar los shells se utilizó el comando “Piers”, de modo que el ala y el alma se comporten como un solo elemento. Es importante tener en cuenta que, para el diseño no se hicieron reducciones en la inercia en ninguno de los elementos estructurales.

Tabla 3.2: Dimensiones de los elementos de la estructura.

Tipo de elemento	Dimensión	
Muro rectangular	Espesor = 40 [cm]; Largo = 800 [cm]	
Muro T (Menor longitud)	ALA: Espesor = 30 [cm] Largo = 800 [cm]	ALMA: Espesor = 50 [cm] Largo = 615 [cm]
Muro T (Mayor longitud)	ALA: Espesor = 30 [cm] Largo = 800 [cm]	ALMA: Espesor = 50 [cm] Largo = 1215 [cm]
Losa	Espesor = 15 [cm]	

3.2 Análisis Lineal Elástico Modal espectral

En esta sección se presenta el análisis modal espectral de la estructura realizado en el programa ETABS versión 18.1.1 [19] siguiendo los requisitos de la Norma Chilena NCh433 Of.96 Mod.2012 [20].

3.2.1 Cargas Estáticas y Peso Sísmico

Se utilizó la carga permanente y sobrecarga de uso de acuerdo con la norma NCh1537 Of.2009 [21] (ver Tabla 3.3), proyectado para un edificio con oficinas (áreas privadas sin equipos), aplicada como una carga uniformemente distribuida en la losa y en todos los niveles de la estructura.

Tabla 3.3: Carga Permanente y Sobrecarga de Uso

Tipo de carga	Piso	Carga
Permanente (DEAD)	Todos	100 [kgf/m ²]
Sobrecarga de uso (LIVE)	1 a 11	250 [kgf/m ²]
	12	100 [kgf/m ²]

Además, se considera el peso sísmico del edificio como el total del peso propio más el 25% de la sobrecarga de uso, donde no es usual la aglomeración de personas o cosas [20, p. 22], resultando lo siguiente:

$$Masa = 2220 [T/g]$$

$$Peso \text{ sísmico} = 21776 [T]$$

Asimismo, en la Tabla 3.4 se indica el peso por unidad de área asociado a cada diafragma de piso, y como se puede observar los valores están en el rango común para muros de hormigón armado.

Tabla 3.4: Tabla resumen peso por unidad de área

Piso	Masa [T/g]	Peso [T]	Área [m ²]	P/A [T/m ²]
12	177,4	1740,4	2160	0,81
1 a 11	185,7	1821,4	2160	0,84

3.2.2 Análisis Sísmico Modal Espectral

Antes de comenzar el análisis, se verifica si el periodo de la estructura este en el rango esperado para un edificio de 12 pisos, y que la cantidad de modos normales sean los suficientes para que la suma de las masas equivalentes, en cada una de las dos direcciones sísmicas, sea mayor o igual a un 90% de la masa total [20, p. 31]. En esta oportunidad se ejecutó el modelo considerando 12 modos, y como resultado en la Tabla 3.5 se muestra los periodos de las dos direcciones sísmicas con mayor masa traslacional y porcentaje de masa total correspondiente:

Tabla 3.5: Periodos con mayor masa traslacional equivalente

Dirección	Modo	T* [s]	%Mte	%Mte total
X	1	0,64	65%	96%
Y	3	0,31	68%	97%

Se puede observar que el porcentaje de masa total en cada dirección supera el 90% y que el primer modo se encuentra en el rango esperado, por lo que se cumple el requisito del párrafo anterior. Cabe señalar que para este análisis se consideró el efecto de la torsión accidental aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel [20, p. 32].

Luego, se procede hacer el análisis modal espectral, para lo cual se ocuparon los siguientes parámetros iniciales de acuerdo con la norma NCh433 Of.96 Mod. 2012 [20]:

Tabla 3.6: Parámetros sísmicos

Zona sísmica	3
Aceleración efectiva (A_o/g)	0,4
Tipo de suelo	C
S	1,05
T_o [s]	0,4
T' [s]	0,45
n	1,4
p	1,6
Factor de importancia (I)⁽¹⁾	1
Factor de modificación de la respuesta (R_o)⁽²⁾	11

(1) Este valor depende de la categoría del edificio, dado que la estructura pertenece a un área privada se eligió la categoría II.

(2) Depende del material estructural, en este caso se utilizó hormigón armado.

Para determinar el espectro de diseño de pseudo-aceleración se utilizó la ecuación (3.1):

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{\left(\frac{R^*}{T}\right)} \quad (3.1)$$

Donde;

S_a = Aceleración espectral de diseño,

I = Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio,

A_o = Aceleración efectiva máxima del suelo,

S = Parámetro que depende del tipo de suelo,

α = Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima,

R^* = Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

El factor α es una función del periodo natural de vibración T_n , y está definido por (3.2):

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3.2)$$

Donde;

T_n = Período del modo en cuestión,

T_o y p = Parámetros que dependen del tipo de suelo.

El factor R^* esta determinado por (3.3):

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.3)$$

Donde;

T^* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis,

R_o = Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis modal espectral,

T_o = Parámetro que depende del tipo de suelo.

Además, los cortes basales en las dos direcciones no deben ser menores que Q_{min} ni mayor que $Q_{máx}$, según:

Corte basal mínimo:

$$Q_{min} = \frac{ISA_o P}{6g} \quad (3.4)$$

Corte basal máximo:

$$Q_{máx} = IC_{máx} P \quad (3.5)$$

$$C_{máx} = 0,35 \frac{SA_o}{g} \quad (3.6)$$

3.2.3 Resultados del Análisis

En la Tabla 3.7 se muestra el corte basal en las direcciones X e Y provenientes del espectro de diseño con $R^* = 1$ (espectro elástico) y con el reducido, es decir, con R^* determinado según la ecuación (3.3).

Tabla 3.7: Resultados del Corte Basal de acuerdo con NCh433 Of.96 Mod. 2012

Dirección	P	Q _o elástico		R*	Q _o		Q _{min}		Q _{máx}	
	[T]	[T]	% P		[T]	% P	[T]	% P	[T]	% P
X	21776	12469	57,26	7,54	1655	7,60	1524	7	3201	14,7
Y	21776	16881	77,52	5,53	3053	14,02	1524	7	3201	14,7

Donde;

Q_o elástico = Corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir ($R^* = 1$),

% P = Porcentaje del corte basal con respecto al peso sísmico,

Q_o = Corte basal utilizando el espectro de diseño reducido,

R^* = Factor de reducción de la aceleración espectral según la ecuación (3.3),

Q_{min} = Corte basal mínimo según la ecuación (3.4),

$Q_{máx}$ = Corte basal máximo según la ecuación (3.5).

Se observa que los cortes basales derivados del espectro de diseño reducido están dentro de los límites establecidos por la norma, por lo que no es necesario volver aplicar otra reducción. Para más detalles ver Anexo A.

A continuación, se muestran los principales resultados del análisis. En la Figura 3.3 se puede apreciar el espectro elástico y los espectros de diseño reducido según la dirección de análisis. Es importante mencionar que al ingresar los espectros de diseño al programa ETABS [19] se consideró una razón de amortiguamiento del 5%, como queda establecido en la NCh433 Of.96 Mod.2012 [20, p. 31] para efectos de este análisis.

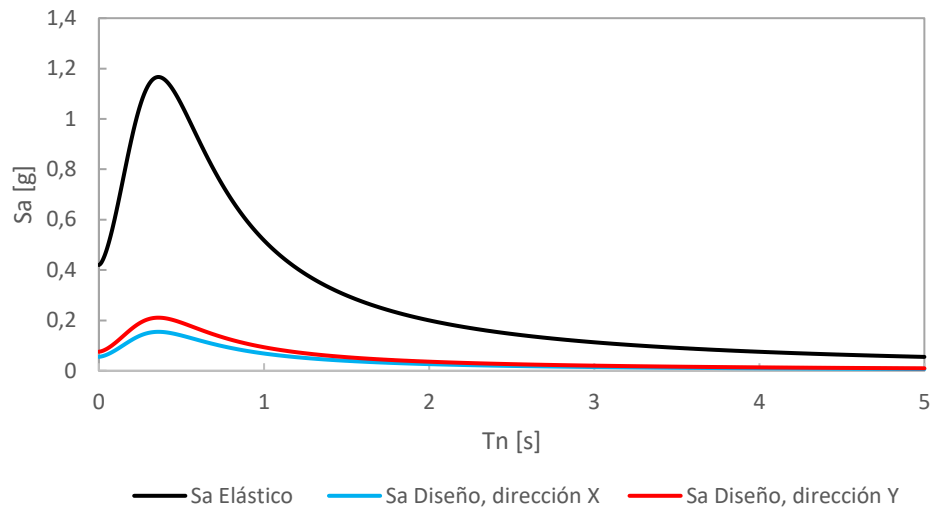


Figura 3.3: Espectros de Diseño según NCh433 Of.96 Mod. 2012

En la Figura 3.4 se muestra los Drifts CM de entrepiso del edificio para ambas direcciones de sollicitación sísmica, donde el “Drift CM” se define como desplazamiento máximo relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa del diafragma (CM), dividido por la altura de entrepiso.

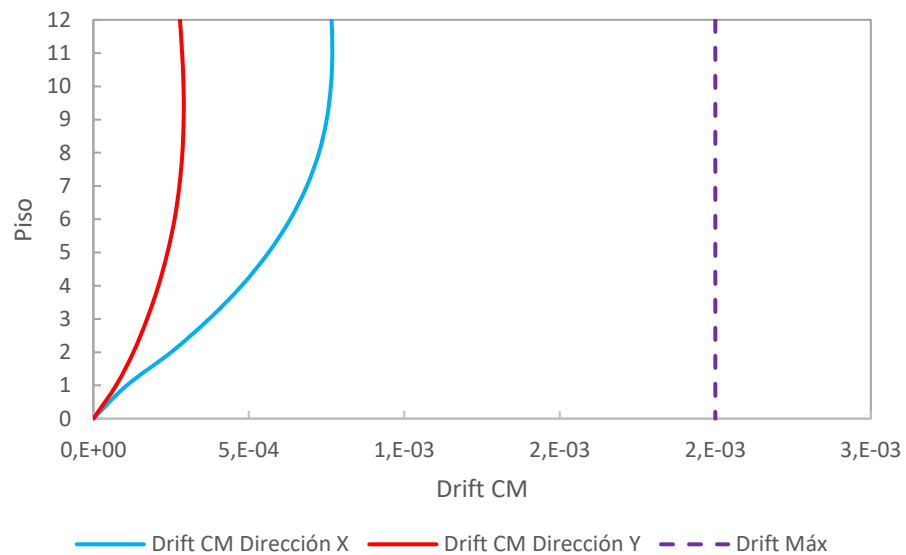


Figura 3.4: Drift entrepiso medido en el centro de masa (Drift CM)

Se observa que, en ningún piso el Drift CM de entrepiso sobrepasa del 2‰ por lo que cumple con el requisito impuesto por [20, p. 24] en la sección 5.9.2. Además, se puede comprobar que la diferencia entre el drift medido en cualquier punto de la planta con el Drift CM no excede del 0.1% en ninguna de las direcciones de análisis (ver Anexo A).

Finalmente, se determina el desplazamiento lateral de diseño en el techo (δ_u), correspondiente al periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis definido por la ecuación (3.7).

$$\delta_u = 1,3 S_{de}(T_{ag}) \quad (3.7)$$

Donde;

S_{de} = Desplazamiento elástico espectral de diseño,

T_{ag} = Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, calculado con las secciones agrietadas, es decir, considerando la influencia del refuerzo y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón.

Dado que el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, determinado en la Tabla 3.5, ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia de la armadura de refuerzo y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el periodo T_{ag} se puede tomar 1,5 veces a este valor (ver sección 5.9.5 en [20, p. 24]). Como resultado de lo anterior y considerando los parámetros de la Tabla 3.6, el desplazamiento lateral de diseño en el techo (δ_u) en la dirección de análisis es el siguiente:

Tabla 3.8: Desplazamiento lateral de diseño

	Dirección X	Dirección Y
δ_u [cm]	16,5	7,2
δ_u/H [%]	0,53	0,23

3.3 Diseño Estructural

En esta sección se determina el refuerzo de los muros T, ya que, solo se necesita su configuración para efectos de este análisis, según lo requerido por la normativa correspondiente. Para lograr lo anterior, se trabajó en colaboración con dos programas; ETABS [19] Y SAP2000 [22]. A continuación, se establece las condiciones del sistema y se define las disposiciones principales del diseño.

3.3.1 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga que se utilizaron son las indicadas por la norma NCh3171 Of.2010 [23] las cuales consideran las cargas gravitacionales (carga permanente y sobrecarga) y la acción sísmica proveniente del espectro de diseño obtenido anteriormente.

Combinación 1: $1,2D + 1,6L$

Combinación 2: $1,2D + L \pm 1,4S_x$

Combinación 3: $1,2D + L \pm 1,4S_y$

Combinación 4: $0,9D \pm 1,4S_x$

Combinación 5: $0,9D \pm 1,4S_y$

Donde;

D = Cargas de peso propio o carga permanente,

L = Cargas de uso o sobrecarga, según NCh1537 Of.2009,

S_x = Carga sísmica en la dirección X (solicitud sísmica reducida en la dirección X, según NCh433),

S_y = Carga sísmica en la dirección Y (solicitud sísmica reducida en la dirección Y, según NCh433).

3.3.2 Propiedades de los Materiales

Los modelos de comportamiento que se utilizaron para el hormigón y el acero de refuerzo son las siguientes:

Hormigón no confinado

Se utilizó el modelo propuesto por Kent & Park (1971) [24], que se basa del modelo hecho por Hognestad (1951) [25], al que se le reconoce por ser el más usado a lo largo de los años, ya que, su estudio se basa en el comportamiento del hormigón no confinado en compresión. El modelo de Kent & Park se compone de dos tramos: el primer tramo, es una parábola que comienza con esfuerzo nulo y termina aproximadamente cuando el hormigón ha alcanzado su resistencia f'_c ; el segundo tramo, inicia al finalizar el punto anterior, los esfuerzos comienzan a disminuir linealmente a medida que aumentan las deformaciones hasta que se alcanza la falla (ver Figura 3.5).

De acuerdo con lo anterior, las ecuaciones que determinan la curva esfuerzo-deformación según los autores son los siguientes:

$$f_c = f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \text{ (primer tramo - ascendente)} \quad (3.8)$$

$$f_c = f'_c \left[1 - \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_o}{2(\varepsilon_{50u} - \varepsilon_o)} \right]; \quad \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{uu} \text{ (segundo tramo - descendente)} \quad (3.9)$$

Donde;

$$\varepsilon_o = 0.002 \text{ [cm/cm]}$$

$$\varepsilon_{50u} = (0.21 + 0.002f'_c) / (f'_c - 70)$$

$$\varepsilon_{uu} = 1.60\varepsilon_{50u} - 0.60\varepsilon_o$$

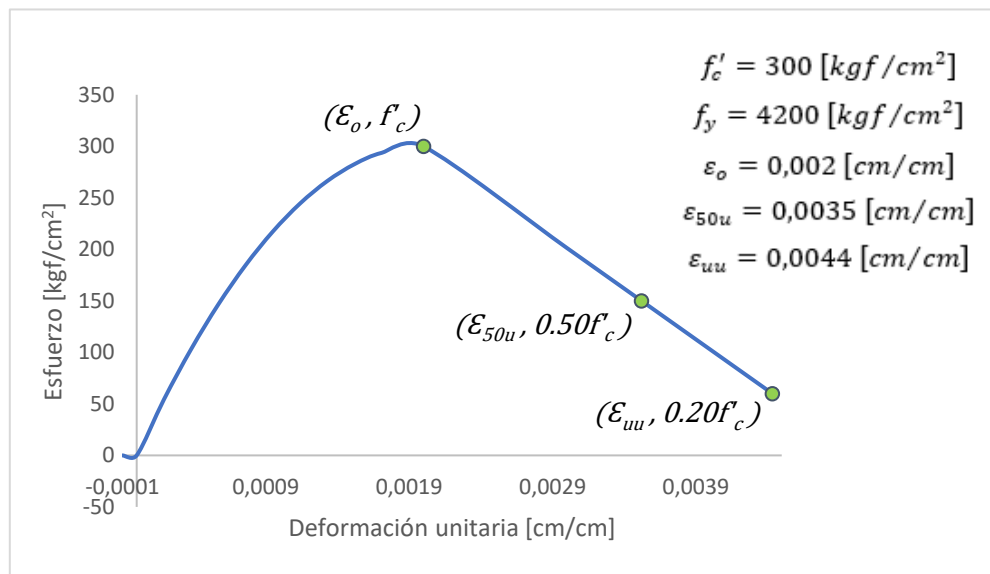


Figura 3.5: Representación gráfica de la curva esfuerzo-deformación del hormigón G-30 sin confinar, según el modelo propuesto por Kent & Park (1971)

Hormigón Confinado

Para este caso se ocupó el modelo propuesto por Saatcioglu y Razvi (1992) [26]. En particular, este modelo es ideal para modelar muros esbeltos dado que el cálculo proviene de un gran número de ensayos en columnas con distintas secciones transversales, además, considera distintos tipos de refuerzo lateral que mediante la superposición de los efectos individuales determinan el confinamiento resultante. Visualmente la curva comienza con un tramo inicial ascendente con forma de parábola hasta alcanzar un peak de capacidad (f'_{cc}), seguido de un descenso lineal y finaliza con una capacidad residual del 20% de la resistencia máxima (ver Figura 3.6).

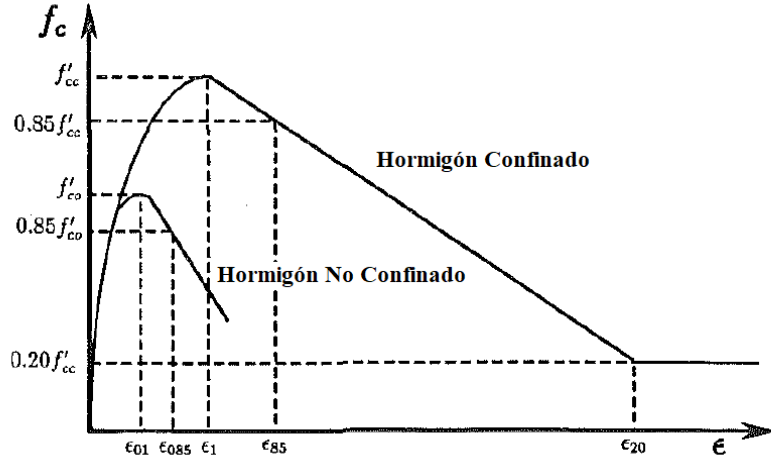


Figura 3.6: Relación esfuerzo-deformación para el hormigón confinado y sin confinar, según el modelo propuesto por Saatcioglu y Razvi (1992)

Las ecuaciones que representan la curva del hormigón confinado son las siguientes:

$$f_{cc}(\varepsilon_{cc}) = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{1/(1+2K)} \leq 1 \quad (3.10)$$

Donde, f'_{cc} y ε_1 corresponde a la máxima tensión en compresión del hormigón confinado y la deformación asociada a ésta, respectivamente. El factor K es una constante que depende del nivel de confinamiento dado. En las siguientes ecuaciones se obtiene estos parámetros:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le} \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{o1} (1 + 5K) \quad (3.12)$$

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \quad (3.13)$$

En el cual, f'_{co} corresponde a la capacidad máxima a compresión del hormigón no confinado, k_1 depende de la presión lateral efectiva de confinamiento (f_{le}) de acuerdo con la ecuación (3.14), ε_{o1} es la deformación asociada a f'_{co} y f_{le} se obtiene de la ecuación (3.15).

$$k_1 = 6,7(f_{le})^{-0,17} \quad (3.14)$$

$$f_{le} = \frac{b_{cx}f_{lex} + b_{cy}f_{ley}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (3.15)$$

b_{ci} se define como la mayor distancia medida de centro a centro entre dos barras longitudinales apoyadas por el estribo, en la dirección i (ver Figura 3.7) y f_{lei} resulta a partir de la ecuación (3.16), según sea la dirección donde se realiza.

$$f_{lei} = k_{2i}f_{li} \quad (3.16)$$

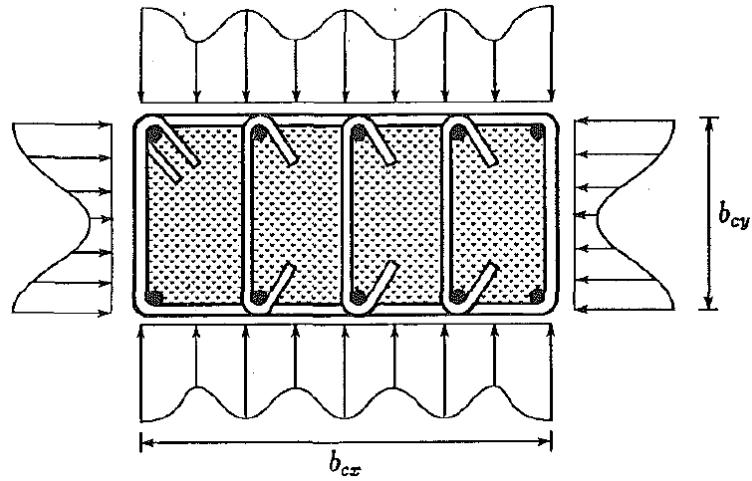


Figura 3.7: Distribución de la presión lateral en una sección rectangular [26]

El factor k_{2i} y la presión lateral de confinamiento f_{li} se obtienen de las ecuaciones (3.17) y (3.18) respectivamente, y dependen de la dirección donde se realice.

$$k_{2i} = 0,26 \sqrt{\left(\frac{b_{ci}}{S}\right) \left(\frac{b_{ci}}{S_{li}}\right) \left(\frac{1}{f_{li}}\right)} \leq 1 \quad (3.17)$$

$$f_{li} = \frac{A_{si}f_y}{b_{ci}S} \quad (3.18)$$

Donde, S es el espaciamiento vertical entre dos estribos consecutivos medido de centro a centro, S_{li} es la distancia de centro a centro entre dos barras longitudinales apoyadas en la dirección i , f_y es el esfuerzo de fluencia del estribo y A_{si} es el área total de estribos en la dirección i .

Adicionalmente, se puede obtener la deformación cuando la capacidad residual llega al 85% de la resistencia máxima (ε_{85}):

$$\varepsilon_{85} = 260\rho\varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (3.19)$$

Donde, ρ corresponde a la cuantía del estribo y se formula de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{A_{sx} + A_{sy}}{S(b_{cx} + b_{cy})} \quad (3.20)$$

Acero

Para la modelar la curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, se utiliza el modelo propuesto por Mander et al. (1984) [27] donde el acero es sometido a una carga monotónica en tensión y que está representada por tres etapas (ver Figura 3.8).

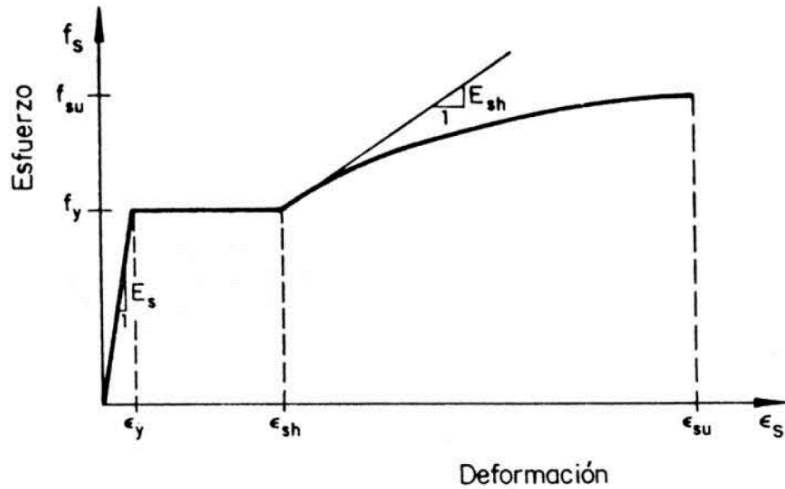


Figura 3.8: Curva esfuerzo-deformación para un acero de refuerzo sometido a una carga monotónica

Cada tramo está dado por:

- i. Región lineal-elástica ($0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$):

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (3.21)$$

Donde;

E_s = Módulo de Young o módulo de elasticidad del acero,
 ε_s = Deformación unitaria de la barra de acero.

- ii. Meseta de fluencia ($\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$):

$$f_s = f_y \quad (3.22)$$

Donde;

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

- iii. Región de endurecimiento ($\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$):

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p \quad (3.23)$$

$$p = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (3.24)$$

Donde;

f_{su} = Esfuerzo máximo del acero,
 ϵ_{su} = Deformación unitaria máxima,
 ϵ_{sh} = Deformación unitaria al inicio de la región de endurecimiento,
 E_{sh} = Pendiente de la curva al inicio del endurecimiento.

Además, supone que la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo sometido a tensión y compresión son iguales y de signos opuestos. Por otro lado, el valor de E_{sh} es igual a $E_s/30$, tal y como se puede ver en el siguiente gráfico.

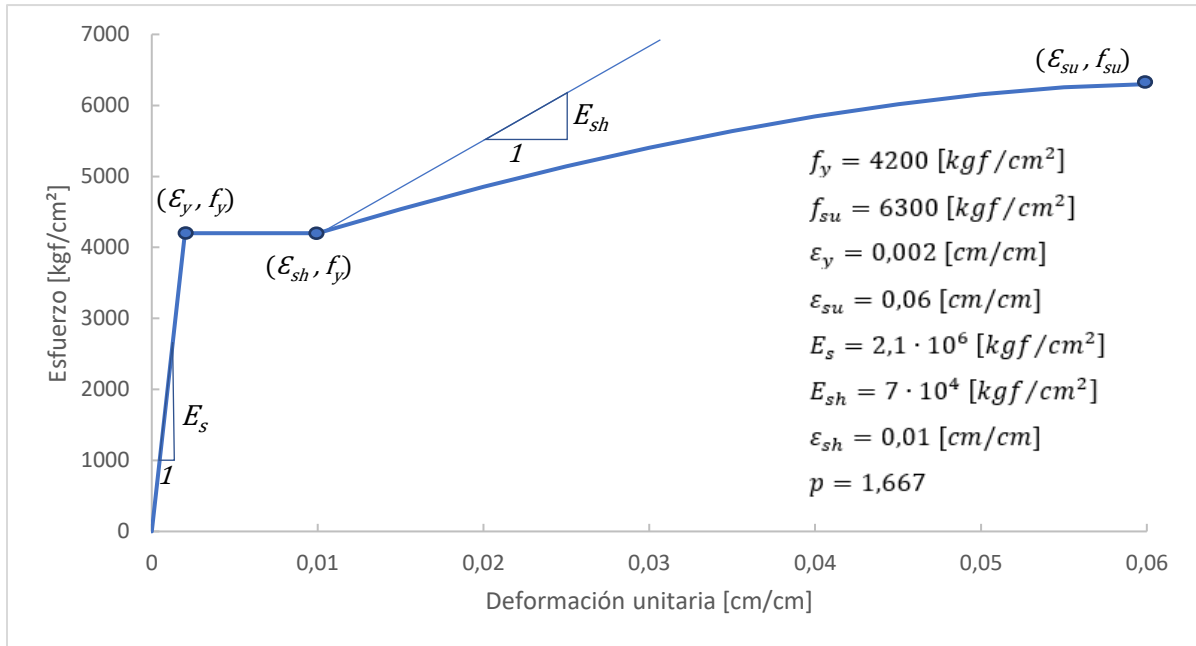


Figura 3.9: Representación gráfica de la curva esfuerzo-deformación para el acero A630-420H

3.3.3 Disposiciones del Diseño a Flexión y Carga Axial

Se utiliza el código de diseño ACI318-19 [11] y el DS60 [3] para determinar las condiciones principales que debe cumplir el diseño a flexión y carga axial en muros de hormigón armado. Dada la simetría de la estructura, sólo se analiza los muros P5, P6 y P7 (ver Figura 3.2).

De acuerdo con la normativa, dentro de los criterios que dominan el diseño del muro estructural encontramos la relación de las dimensiones h_w/l_w y l_w/b_w , las cuales representan una orientación a la hora de diseñar; donde, h_w es la altura libre, l_w es la longitud horizontal, y b_w es el espesor del alma del segmento del muro. Por lo que, al calcular esta relación se encuentra que todos muros del modelo tienen una relación de aspecto de $h_w/l_w > 2$ y $l_w/b_w > 6$.

A continuación, se menciona algunas disposiciones principales para el diseño:

i. Cuantía mínima:

$$\text{cuantía mínima} \left\{ \begin{array}{l} \rho_t = 0,0025 \text{ (18.10.2.1 ACI318 - 19)} \\ 0,0025 \text{ (18.10.2.1 ACI318 - 19)} \\ \rho_l = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,6\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0066 \text{ (18.10.2.4(a) ACI318 - 19)} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (3.25)$$

Donde ρ_l y ρ_t corresponde a la cuantía longitudinal y transversal, respectivamente. En la norma [11] se menciona que las cuantías distribuidas en el alma (ρ_l y ρ_t) para muros estructurales no deben ser menores a 0,0025 (ver artículo 18.10.2.1), además, se debe usar al menos dos capas de refuerzo (ver artículo 18.10.2.2), y que, si el muro es efectivamente continuo desde la base de la estructura hasta la parte superior, con $h_w/l_w \geq 2$ y una única sección crítica para flexión y carga axial, la cuantía de refuerzo longitudinal dentro de $0,15l_w$ (extremo vertical del muro) y en un ancho igual al espesor del muro, debe ser al menos $1,6\sqrt{f'_c}/f_y$, en unidades $[\text{kgf/cm}^2]$. (ver Figura 3.10)

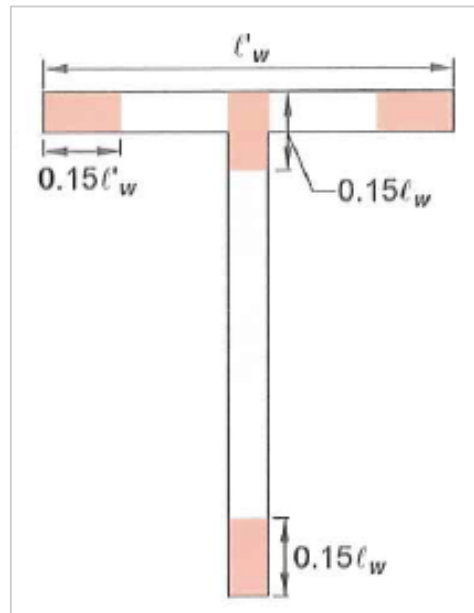


Figura 3.10: Localización de refuerzo longitudinal requerido por 18.10.2.4(a) [18, p. 331]

ii. Carga axial:

$$P_u \leq 0,35 f'_c A_g \quad (21.9.5.3 \text{ DS60}) \quad (3.26)$$

Donde f'_c es la resistencia a compresión del hormigón y A_g corresponde el área bruta de la sección. Esta expresión limita la carga axial y pretende asegurar una mínima capacidad de deformación plástica del muro. En secciones asimétricas (secciones tipo T, C, L, etc.) este límite podría no ser suficiente.

iii. Espesor de muro:

$$\text{Espesor} \geq 300 \text{ [mm]} \quad (R18.10.6.4 \text{ ACI318 - 19}) \quad (3.27)$$

En particular según el DS60 (21.9.1.1) y el ACI318-19 (18.10.6.4(b)) se menciona que el espesor debe ser al menos $l_u/16$, donde l_u es la altura libre entre pisos, en tal caso el espesor sería de 16[cm], pero como es menor al espesor mínimo para prevenir problemas de inestabilidad lateral en la zona de compresión después que se descascare el recubrimiento de concreto (ver R18.10.6.4 ACI318-19). Se impuso un espesor mínimo de 30[cm].

iv. Elementos de borde:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \cdot 1.5 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_{wcs}}\right)} = c_{crit} \quad (18.10.6.2(a) \text{ ACI318} - 19) \quad (3.28)$$

Donde;

l_w = Longitud del segmento de muro en la dirección de la fuerza cortante,

h_{wcs} = Altura de todo el muro estructural por encima de la sección crítica,

δ_u = Desplazamiento lateral de diseño de techo, ver ecuación (3.7),

c = Corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .

Esta ecuación se enfoca en muros con $h_{wcs}/l_w \geq 2$, que sean efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior y que se diseñan con una única sección crítica a flexión y carga axial, la cual, propone incluir elementos de borde para confinar cuando la deformación unitaria en la fibra extrema alcanza 1,5 veces el desplazamiento de diseño.

El cociente δ_u/h_{wcs} no debe tomarse menor que 0,005. La altura del muro por encima de la sección crítica (h_{wcs}) se obtiene de la diferencia entre la altura libre del muro (h_w) y la longitud de rotula plástica (l_p), donde éste último es igual a $l_w/2$.

Si se requiere elementos especiales de borde, éste se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema a compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre $c - 0.1l_w$ y $c/2$ (ver 18.10.6.4(a) ACI318-19)

3.3.4 Disposiciones del Diseño al Corte

Existen dos formas de diseñar al corte: diseño al corte por capacidad o fuerza cortante de diseño y utilizando las fuerzas obtenidas con el análisis lineal elástico. Las cuales se pretende analizar por separado. A continuación, se muestra las expresiones más importantes relacionadas al diseño al corte:

i. Corte por capacidad (V_e):

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18.10.3.1 \text{ ACI318-19}) \quad (3.29)$$

Donde;

Ω_v = Factor de sobrerresistencia,

ω_v = Factor de amplificación dinámica,

V_u = Fuerza cortante obtenida del análisis para fuerza lateral utilizando las combinaciones de mayoración de carga.

Para obtener el factor de sobrerresistencia (Ω_v) y el factor de amplificación dinámica (ω_v), es necesario saber la relación de aspecto (h_{wcs}/l_w) del muro, como se demuestra en la Tabla 3.9 y la Tabla 3.10, respectivamente.

Tabla 3.9: Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica según 18.10.3.1.2 [11, p. 332]

Condición	Ω_v	
$h_{wcs}/l_w > 1.5$	El mayor entre	$M_{pr}/M_u^{(1)}$
		1.5 ⁽²⁾
$h_{wcs}/l_w \leq 1.5$	1.0	

(1) Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v

(2) A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

Tabla 3.10: Factor de amplificación dinámica según 18.10.3.1.3 [11, p. 332]

Condición	N° de pisos (n_s)	ω_v
$h_{wcs}/l_w \geq 2$	$n_s \leq 6$	$0.9 + \frac{n_s}{10}$
	$n_s > 6$	$1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$
$h_{wcs}/l_w < 2$	-	1.0

Donde n_s no debe ser menor a la cantidad $0,007h_{wcs}$.

ii. Corte nominal del muro:

$$V_n = (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \cdot A_{cv} \quad (18.10.4.1 \text{ ACI318} - 19) \quad (3.30)$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 0.80 & \text{para } h_w/l_w \leq 1.5 \\ 0.53 & \text{para } h_w/l_w \geq 2.0 \end{cases} \quad (3.31)$$

Donde;

α_c = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal de corte,

f'_c = Resistencia específica del hormigón a compresión,

ρ_t = Cuantía del refuerzo transversal,

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo,

A_{cv} = Área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del muro y su longitud.

iii. Límite máximo de la fuerza cortante nominal:

$$V_n \leq 2,65 \sqrt{f'_c} A_{cw} \text{ en } [kgf/cm^2] \quad (18.10.4.5 \text{ ACI318} - 19) \quad (3.32)$$

Donde;

A_{cw} = Área de la sección de concreto de un segmento horizontal de muro que resiste corte.

3.3.5 Resultado del Diseño Estructural

Es importante señalar que, la dirección de análisis para este estudio corresponde solo al eje "y", y es por esta razón que los cuadros comparativos y diagramas de interacción presentados en este

análisis pertenecen a la sección del alma del muro. Por otro lado, se considera una deformación máxima del 3% para el caso del acero de refuerzo, un 3‰ para el hormigón sin confinar y un 3% para el hormigón confinado.

A continuación, se presenta la cuantía longitudinal (Tabla 3.11), y la carga axial máxima proveniente de las combinaciones de carga mayoradas (Tabla 3.12):

Tabla 3.11: Refuerzo longitudinal para los muros T

Muro	Sección	Distribuido	ρ (‰)	Borde libre	ρ (‰)	Intersección	ρ (‰)
P5	Ala	2M Φ 10@15	3.5	32 Φ 16@15	8.9	12 Φ 22@20	7.6
	Alma	3M Φ 10@15	3.1	21 Φ 28@20	18.5		
P6 y P7	Ala	2M Φ 10@15	3.5	44 Φ 16@15	8.9	22 Φ 22@20	7.6
	Alma	3M Φ 10@15	3.1	30 Φ 28@20	18.5		

Tabla 3.12: Carga axial máxima proveniente de las combinaciones de carga

Muro	Pu limite máx. DS60 [T]	P máx. Demandas [T]	$\%A_g f'_c$
P5	5670	1691	10
P6	8820	2792	11
P7	8820	3180	13

Los siguientes diagramas de interacción resultan de la cuantía longitudinal entregada anteriormente, en la dirección de análisis (alma del muro):

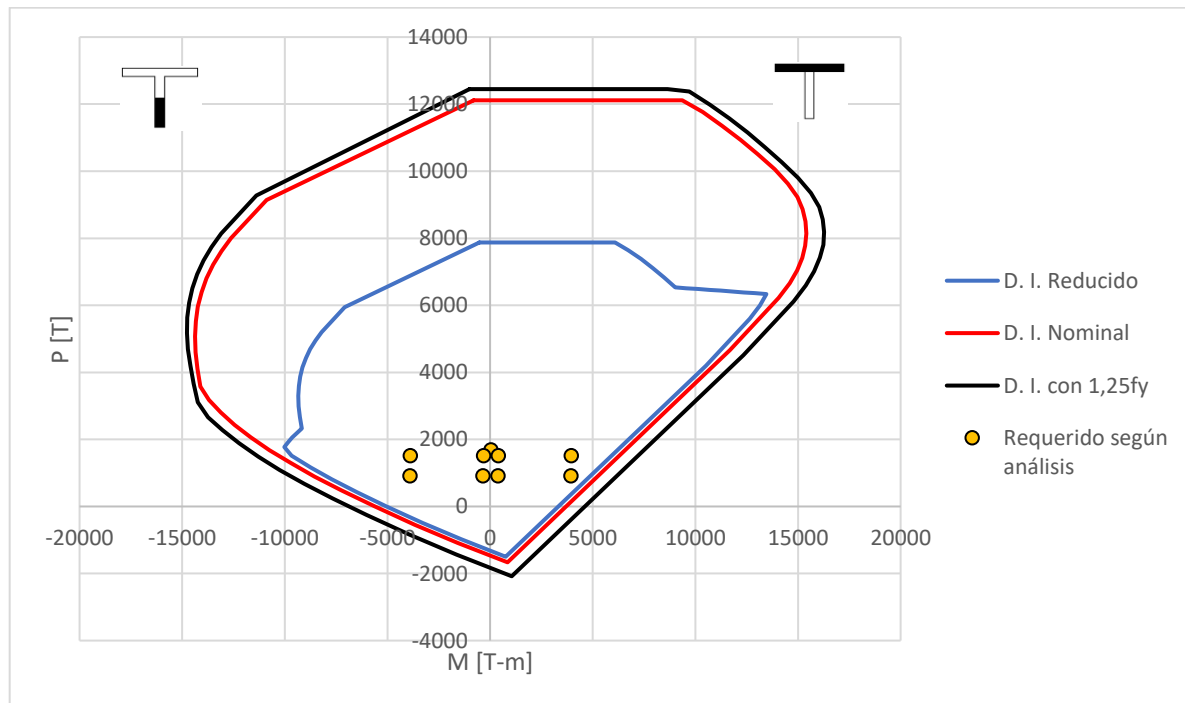


Figura 3.11: Diagrama de interacción para el muro P5 en la dirección Y

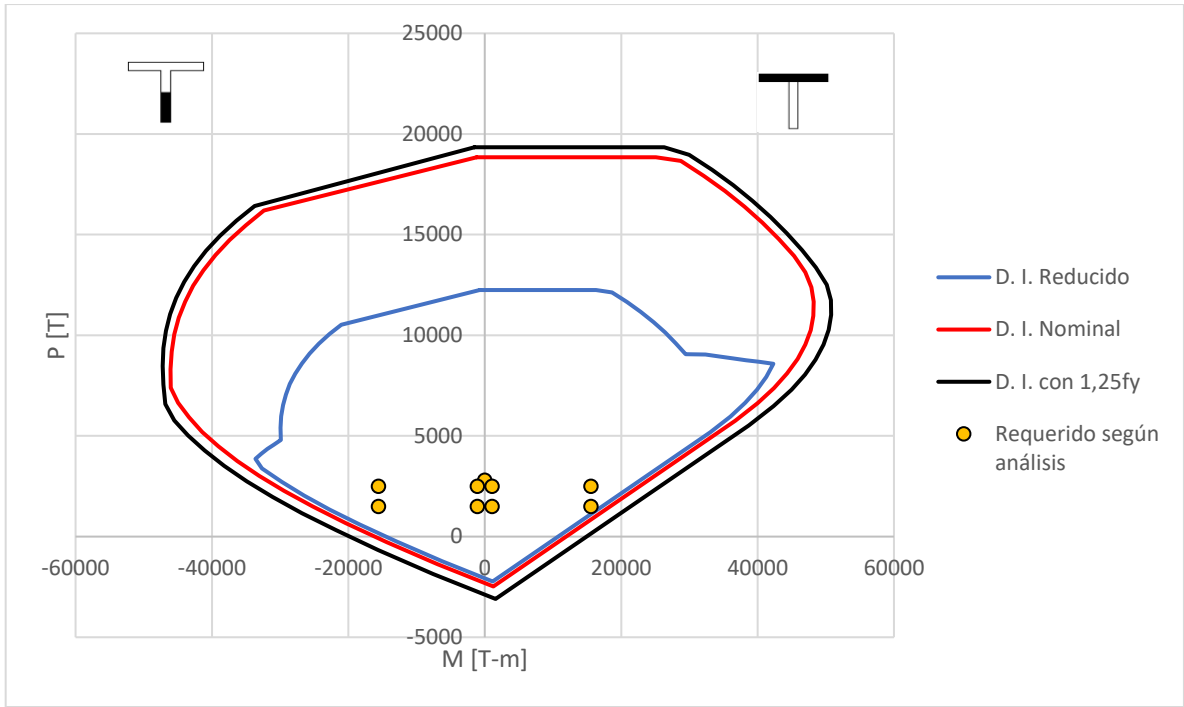


Figura 3.12: Diagrama de interacción para el muro P6 en la dirección Y

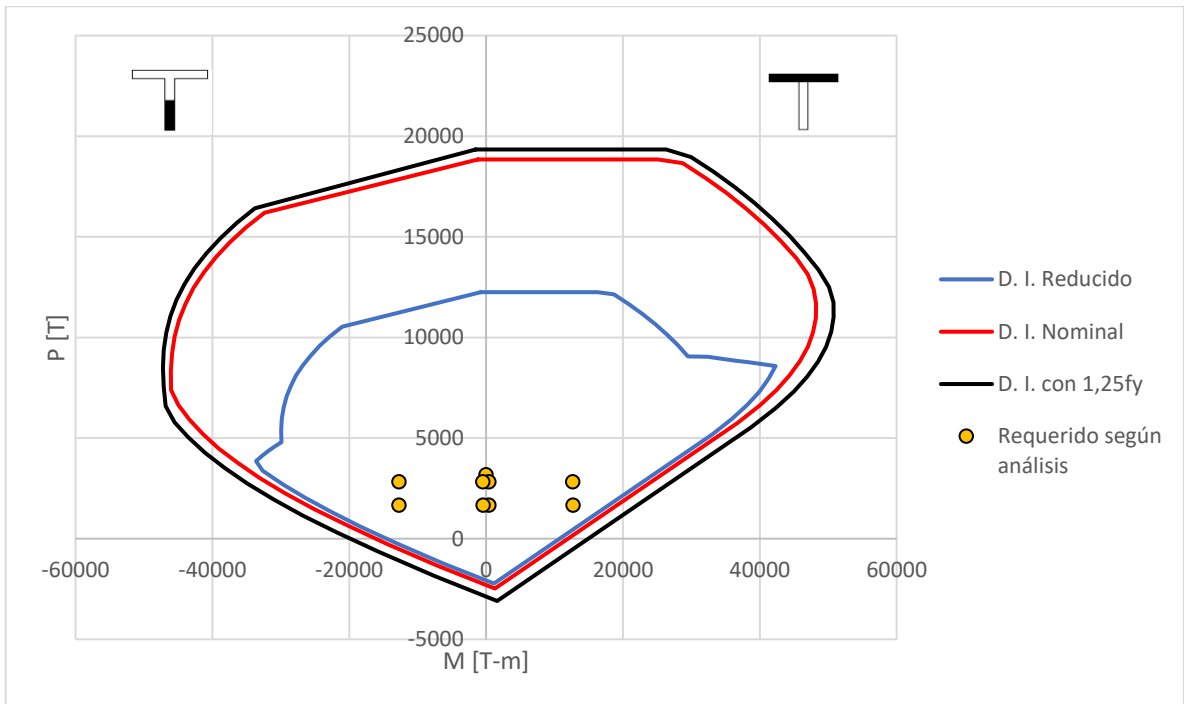


Figura 3.13: Diagrama de interacción para el muro P7 en la dirección Y

Cabe señalar que el refuerzo en el borde libre del ala y del alma se extendió más allá del $0,15l_w$, hasta alcanzar la longitud mínima de confinamiento, el cual se indica más adelante. De la Tabla 3.11, se observa que la cuantía longitudinal supera al mínimo requerido según la ecuación (3.25). Además, como se muestra en la Tabla 3.12, la carga axial máxima de los tres muros, proveniente de las combinaciones de carga, no supera el 35% de $A_g f'_c$ cumpliendo con lo establecido en la ecuación (3.26).

Con respecto a los diagramas de interacción correspondientes a la dirección de análisis, se advierte que tienen la forma que usualmente se conoce. Esto es, cuando el ala se encuentra en compresión (lado positivo de las abscisas) la distancia del eje neutro a la fibra más comprimida (c) que se requiere para desarrollar las compresiones que equilibren las tensiones del refuerzo longitudinal, es pequeña y, por consiguiente, la curvatura puede alcanzar altos niveles incluso más allá de la fluencia, demostrando así, que la capacidad de la sección queda controlada por la fractura del refuerzo. En cambio, cuando el ala está en tracción (lado negativo de las abscisas), sucede lo contrario: para equilibrar las fuerzas de compresión y tensión se requiere de una distancia c mayor, y el comportamiento está dominado por la máxima compresión del hormigón en el borde libre del alma, siendo necesario utilizar elementos especiales de borde (confinamiento).

Las combinaciones de cargas seleccionadas en el diagrama (Requerido) corresponden a las cargas determinadas en la base del muro, y como se alcanza a observar todas ellas se encuentran dentro del diagrama de diseño. La carga axial más grande proveniente de la combinación 1 no supera el punto de balance, pero, se observa que para el muro P5 y P7 este valor se encuentra al límite de la carga balanceada.

En la Tabla 3.13 se compara el valor del corte nominal máximo con el corte nominal considerando según el factor de minoración de resistencia (cuando $\phi = 0.6$ y $\phi = 0.75$), previo a calcular la cuantía de refuerzo transversal requerida. El corte por capacidad (V_e) se determinó como 3 veces el corte último, dado que en todos los casos controla el diseño (ver Tabla 3.14).

Tabla 3.13: Cuadro comparativo del corte nominal según el factor de minoración

Muro	$V_u \text{máx}/(\phi = 0.6) [T]$	$V_e \text{máx}/(\phi = 0.75) [T]$	$V_n \text{máx} [T]$	$\%(V_n^{\phi=0.6})/V_n \text{máx}$	$\%(V_n^{\phi=0.75})/V_n \text{máx}$
P5	473	1135	1411	34	80
P6	1138	2732	2788	41	98
P7	962	2308	2788	35	83

Tabla 3.14: Factores de diseño por capacidad

Muro	Ω_v	ω_v	$V_e \text{ Máximo}$
P5	2.92	1.7	3Vu
P6	2.16	1.7	3Vu
P7	2.78	1.7	3Vu

De acuerdo con lo anterior se observa que, si se diseña el corte por capacidad, el corte nominal requerido es muy cercano al máximo valor permitido, especialmente para el muro P6 que alcanza el 98% del corte nominal máximo. Sin embargo, es necesario notar que el límite de 3Vu no es necesariamente racional (Quintana Gallo 2021, Seminario ACHISINA) [28].

A continuación, se determina la cuantía de refuerzo transversal para los dos casos, suponiendo que este refuerzo es único a lo largo del muro (ver Tabla 3.15), además, se entrega una tabla de comparación del corte nominal suministrado (ver Tabla 3.16).

Tabla 3.15: Refuerzo transversal para los muros T

Muro	Sección	Corte por resistencia ($\phi = 0.6$)		Corte por capacidad ($\phi = 0.75$)	
		Distribuido	ρ (‰)	Distribuido	ρ (‰)
P5	Ala	2M $\Phi 8@10$	3.4	2M $\Phi 8@10$	3.4
	Alma	2M $\Phi 10@10$	3.1	3M $\Phi 12@10$	6.8
P6	Ala	2M $\Phi 8@10$	3.4	2M $\Phi 10@15$	3.5
	Alma	2M $\Phi 10@10$	3.1	3M $\Phi 16@14$	8.6
P7	Ala	2M $\Phi 8@10$	3.4	2M $\Phi 10@10$	5.2
	Alma	2M $\Phi 10@10$	3.1	3M $\Phi 16@15$	8.0

Tabla 3.16: Cuadro comparativo del corte nominal suministrado

Muro	$\%(V_n^{\phi=0.6})/V_n^{\text{máx}}$	$\%(V_n^{\phi=0.75})/V_n^{\text{máx}}$
P5	49	82
P6	49	99
P7	49	94

Según la Tabla 3.16, se advierte que al diseñar el corte por resistencia ($\phi = 0.6$) la armadura que se necesita corresponde a la mínima requerida, en cambio, si se diseña al corte por capacidad ($\phi = 0.75$) la armadura requerida está muy cerca del corte nominal máximo, como se mencionó anteriormente.

Por otra parte, para determinar si la sección necesita elementos especiales de borde se evalúa la ecuación (3.28), donde CC corresponde a la longitud de confinamiento ($CC = c - C_{crit.}$). Dado que CC es menor a la longitud mínima requerida ($CC_{min} = \text{máx.}\{c - 0.1l_w; c/2\}$) se confina para esta longitud (ver Tabla 3.17).

Tabla 3.17: Elementos especiales de borde

	ALA		ALMA	
	Muro P5	Muro P6 y P7	Muro P5	Muro P6 y P7
l_w [cm]	800	800	615	1215
H_{wcs} [cm]	2720	2720	2813	2513
δ_u [cm]	16,5	16,5	7,2	7,2
δ_u/H_{wcs}	6,07E-03	6,07E-03	5E-03	5E-03
$C_{crit.}$ [cm]	146	146	137	270
c [cm]	300	375	176	300
EEB	requiere	requiere	requiere	requiere
CC [cm]	154	229	40	30
CC_{min} [cm]	220	295	115	179

Queda demostrado que el código ACI318-19, presenta requisitos más estrictos en el diseño al corte en comparación con el código que se utiliza actualmente en Chile (ACI318-08). A continuación, se presenta el refuerzo longitudinal, transversal y de confinamiento por cada muro.

3.3.6 Esquema

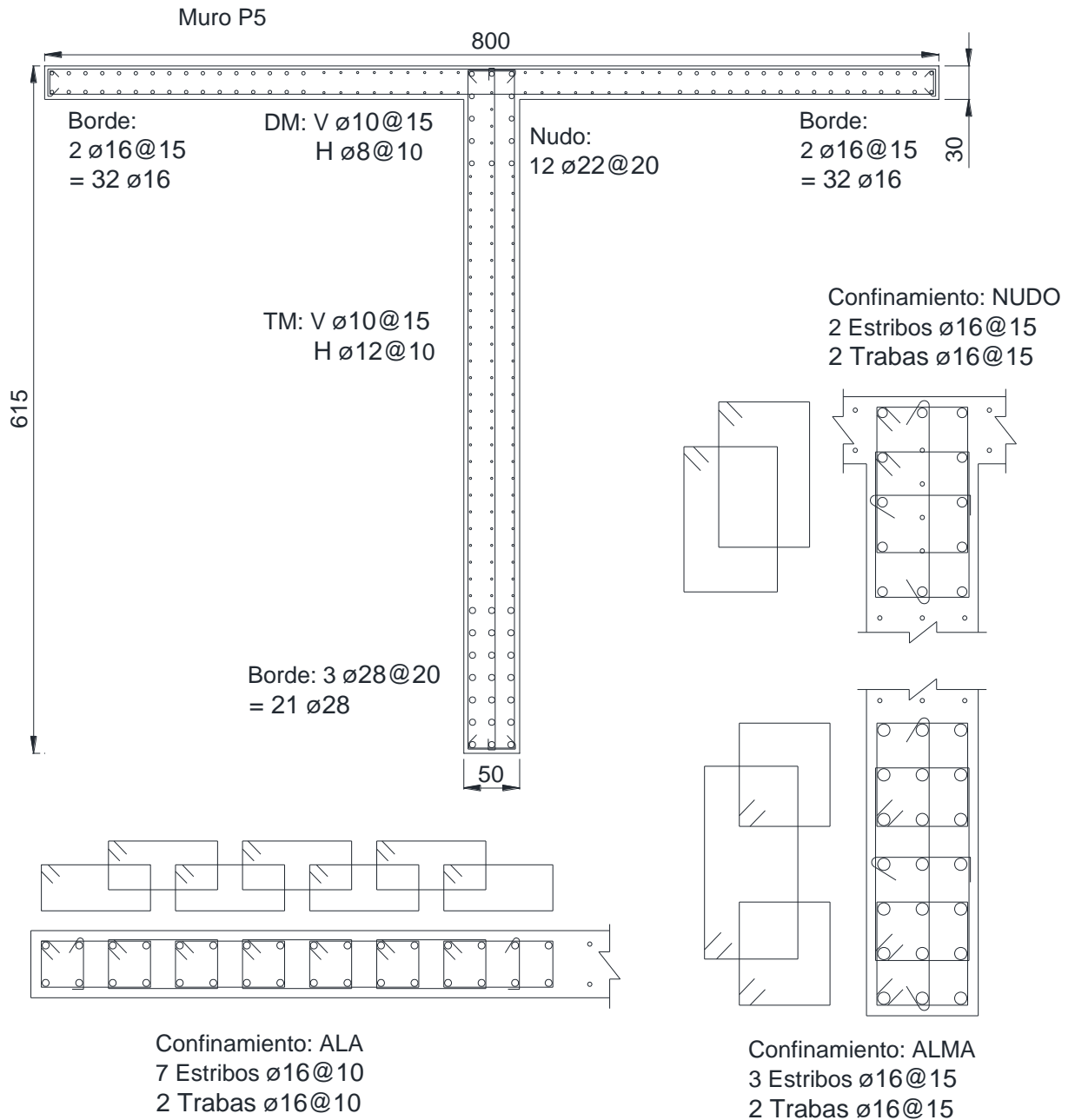


Figura 3.14: Armadura longitudinal, transversal y de confinamiento para el muro P5

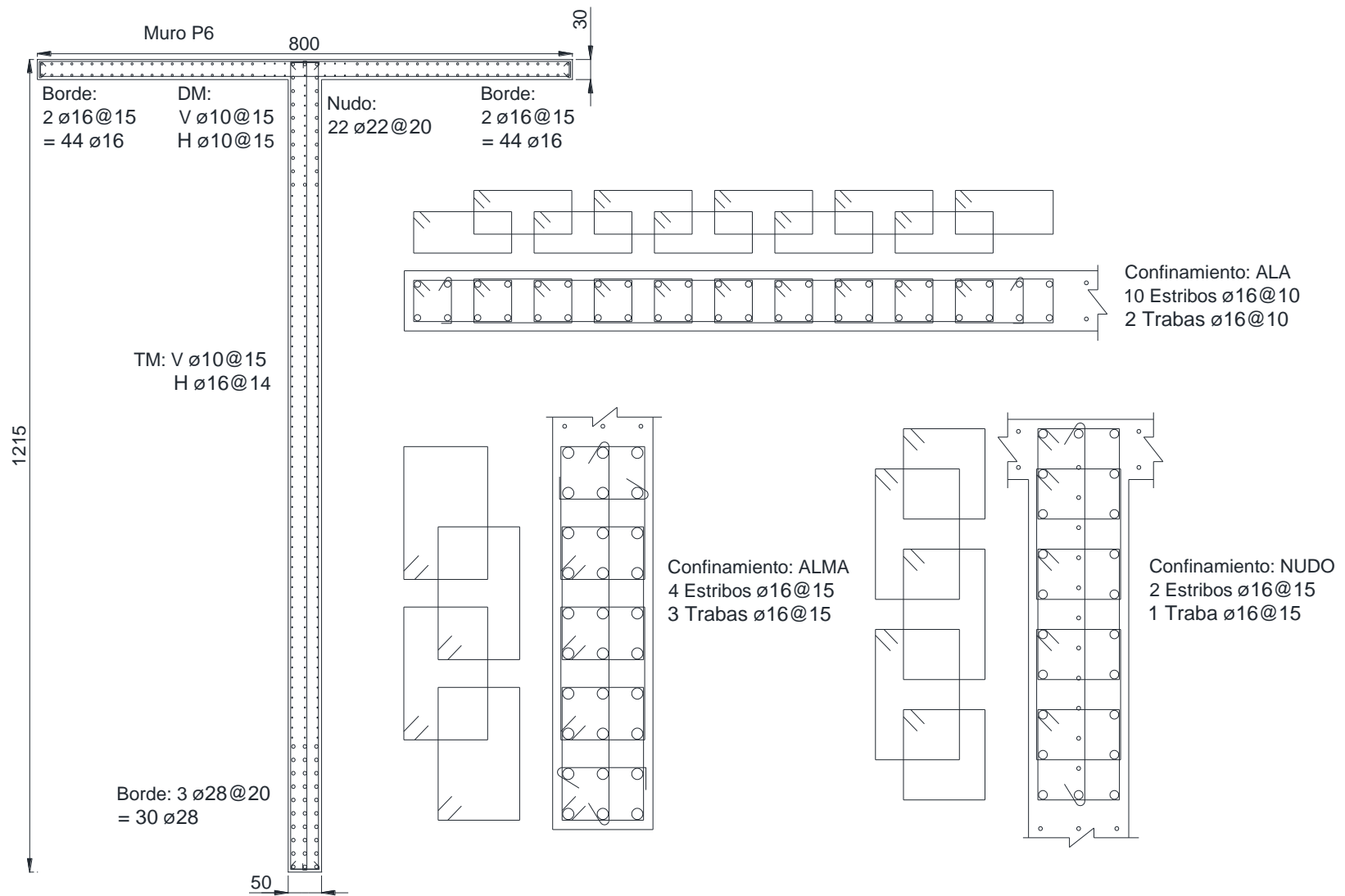


Figura 3.15: Armadura longitudinal, transversal y de confinamiento para el muro P6

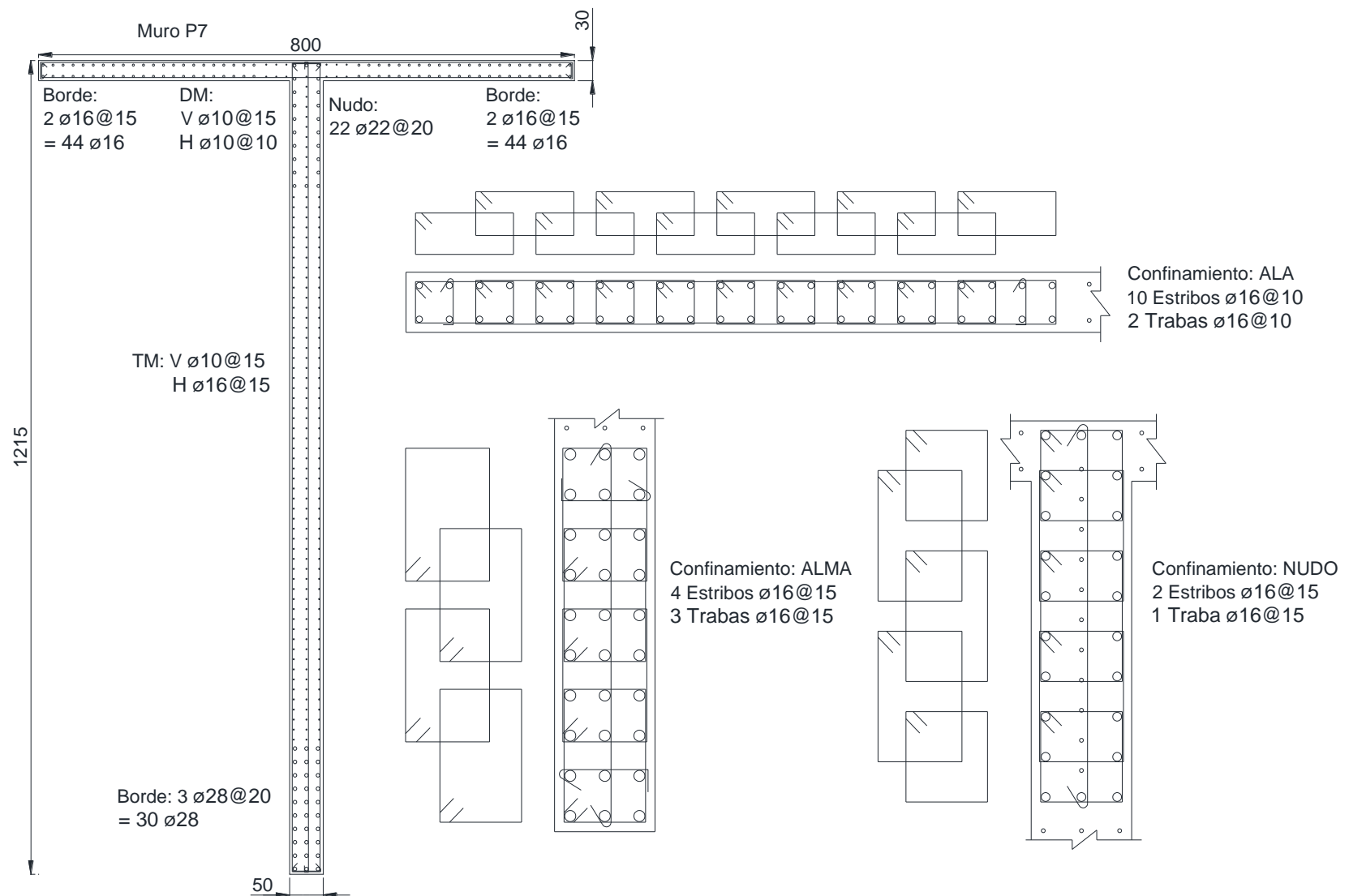


Figura 3.16: Armadura longitudinal, transversal y de confinamiento para el muro P7

4. Capítulo IV: Análisis No-Lineal

En este capítulo se presenta el análisis no-lineal del edificio en la dirección 'y'. Se determina el desplazamiento máximo elástico de techo cuando cada muro se considera como dependiente e independiente, es decir, si el desplazamiento horizontal de los muros en cada piso está acoplado (sistema) o si no (aislado). Luego se comparan los resultados con las fórmulas propuestas más utilizadas. Para este análisis se ha utilizado el programa Ruaumoko 2D (Carr A. J., 2016) [12].

4.1 Modelo de Análisis

El modelo de análisis, dada la simetría en planta, considera la mitad de la planta del edificio y solo se estudia en la dirección del alma del muro. Los muros seleccionados para este análisis se pueden ver en la Figura 4.1. Para el trazado, los muros se encuentran colineales y paralelos entre sí, distanciados por dos metros entre ellos (ver Figura 4.2).

A continuación, se indica los supuestos del modelo:

- 1) Se utilizó elementos tipo 'Frame' con plasticidad concentrada (Giberson Beam) para modelar el muro. Este tipo de elemento está formado por un segmento central con propiedades elásticas y rótulas plásticas en los extremos (ver Figura 4.3).
- 2) Se ocupó la regla de histéresis SINA, ya que, admite distintas rigideces en el sentido positivo y negativo, ideal para muros asimétricos (ver Figura 4.4). Este modelo incluye: (1) un esqueleto tri-lineal, (2) asimetría en sus parámetros para el desplazamiento/curvaturas positivas/negativas, (3) un esqueleto bi-lineal en que la recarga permite simular el efecto 'pinching' (estrechamiento de los ciclos de histéresis).
- 3) Se supuso que la base se encuentra empotrada y que los nodos a nivel de piso están acoplados al nodo maestro, simulando la existencia de un diafragma rígido [29]. Este modelo se utilizó para representar un sistema de muros, como se mencionó anteriormente. En cambio, para representar un modelo donde el muro es independiente del resto (caso aislado), se tuvo que eliminar el acoplamiento de cada piso, como si no hubiera diafragma rígido [30].
- 4) Para este estudio, la inelasticidad se concentró en la base de cada muro. Desde el segundo piso hacia los pisos superiores, no se dispuso de ningún resorte para modelar la inelasticidad, permaneciendo elásticos en todo el análisis.
- 5) Se supuso un comportamiento lineal-elástico para el corte.
- 6) La longitud de la rótula plástica se supuso igual a la mitad del largo del muro, es decir, $0.5l_w$.
- 7) Con el objeto de representar las condiciones iniciales de la estructura, se incorporó el efecto de las cargas provenientes del peso propio de la estructura y la sobrecarga de uso, como cargas verticales aplicadas directamente en los nodos.

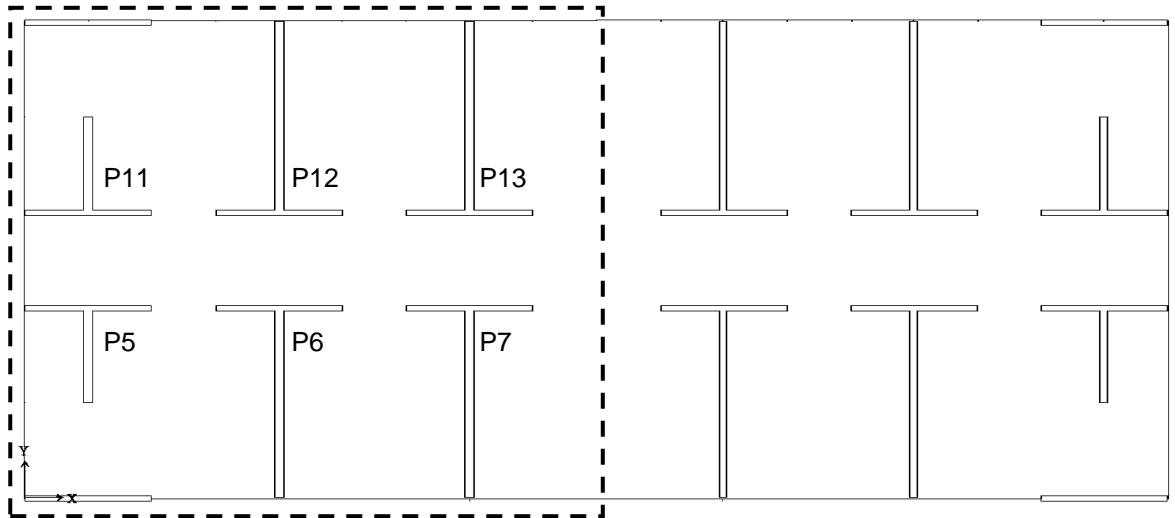


Figura 4.1: Vista en planta de los muros seleccionados para el estudio

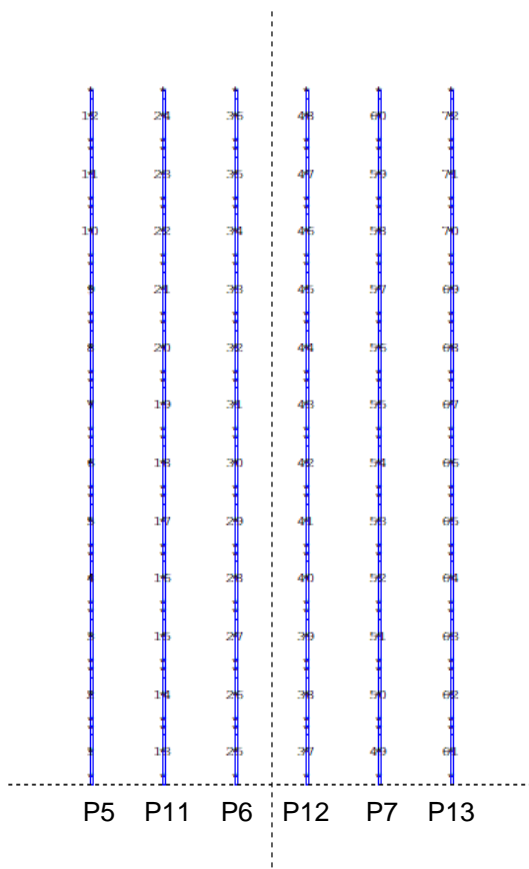


Figura 4.2: Vista lateral de los muros en Ruaumoko 2D

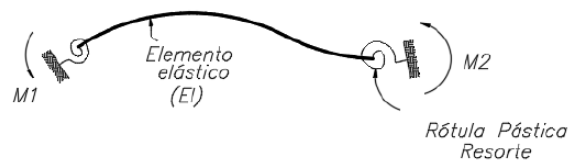


Figura 4.3: Esquema del elemento con plasticidad concentrada tipo "Giberson Beam" [29]

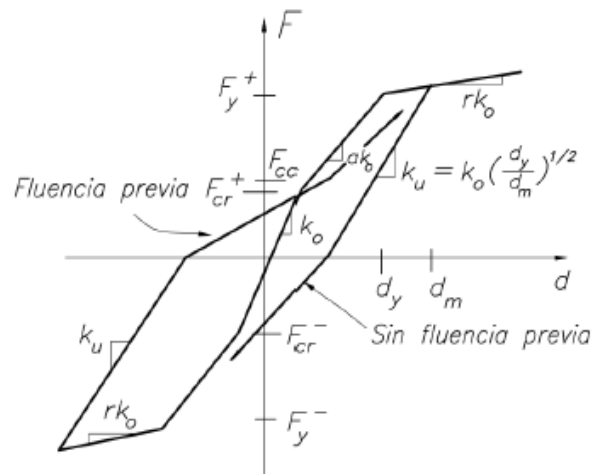


Figura 4.4: Regla de histéresis SINA [31]

Los parámetros mostrados en la Figura 4.4, se definen de la siguiente forma:

k_o = Rigidez elástica inicial (EI),

k_u = Rigidez en la descarga,

α = Factor bi-lineal, que resulta de la razón entre la rigidez post-agrietamiento y la rigidez inicial, en la dirección positiva de la abscisa (agrietamiento positivo para la fluencia),

β = Factor bi-lineal, que resulta de la razón entre la rigidez post-agrietamiento y la rigidez inicial, en la dirección negativa de la abscisa (agrietamiento negativo para la fluencia),

r = Factor bi-lineal asociado a la rigidez post fluencia,

F_{cr}^+ = Momento o fuerza de agrietamiento en la dirección positiva,

F_{cr}^- = Momento o fuerza de agrietamiento en la dirección negativa,

F_{cc} = Momento o fuerza en el instante en que cambia la rigidez durante la recarga.

Para determinar la curva de histéresis es necesario hacer un ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura por cada muro. En este ajuste se indica el punto de agrietamiento, fluencia y último del muro, y para estimar sus valores se consideró lo siguiente:

i. Punto de agrietamiento:

Se obtiene de la deformación unitaria en la fibra más traccionada de la sección, en el instante en que el hormigón alcanza el esfuerzo máximo a tracción, según:

$$\sigma_r = 2\sqrt{f'_c} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (4.1)$$

Y suponiendo que la sección permanece en el rango lineal-elástico ($\sigma = \varepsilon E$) previo al agrietamiento, la deformación en ese instante entrega el siguiente valor:

$$\varepsilon_r = 1.3 \cdot 10^{-4}$$

Por lo que, para esa deformación se debe encontrar el momento y curvatura correspondiente.

ii. Punto de fluencia:

Para estimar el límite de fluencia, primero se determina la curvatura de fluencia (ϕ_y) proveniente de la ecuación (2.6). Luego, para determinar el momento de fluencia asociada a la curvatura (ϕ_y), se interpoló entre los valores más cercanos. En la Tabla 4.1 se muestra los valores que resultaron de acuerdo con lo citado anteriormente, donde el sentido AC significa que el ala está en compresión y AT cuando el ala está en tracción.

iii. Punto último:

Este punto se obtiene, ya sea cuando la deformación unitaria del acero alcanza el 3% en la fibra extrema en tracción, o cuando el hormigón alcanza una deformación del 8‰ en la fibra

extrema en compresión. El cualquiera de los casos debe encontrar el momento y curvatura correspondiente a esa deformación.

Tabla 4.1: Estimación de la curvatura y momento de fluencia

Muro	Sentido	ϕ'_y [1/m]	M_{y1} [T - m]	M_n [T - m]	ϕ_y [1/m]	M_y [T - m]
P5/P11	AC	3,80E-04	5118	6845	5,08E-04	5590
	AT	5,61E-04	8863	10029	6,34E-04	9181
P6/P12	AC	1,97E-04	18357	24086	2,58E-04	19907
	AT	2,60E-04	25083	33254	3,44E-04	26755
P7/P13	AC	1,97E-04	19365	25363	2,57E-04	21052
	AT	2,70E-04	26805	34829	3,51E-04	28292

Una vez determinado estos puntos se vuelve hacer otro ajuste, para que la curva adquiera una única rigidez elástica inicial en sentido positivo/negativo, y, por otra parte, determinar los factores bi-lineales de la regla de histéresis (α , β , y r). Para lograr esto, se mantuvo fijo los valores de curvatura establecidos anteriormente. En la Tabla 4.2 y Tabla 4.3 se resumen los principales parámetros de la regla de histéresis SINA, además, en la Figura 4.5 se muestra el diagrama momento-curvatura de todos los muros con sus respectivos ajustes. Con respecto a la carga axial a la fue sometida los muros, se utilizó la combinación de carga sin mayorar del peso propio y sobrecarga. Estos valores se encuentran en el Anexo B.

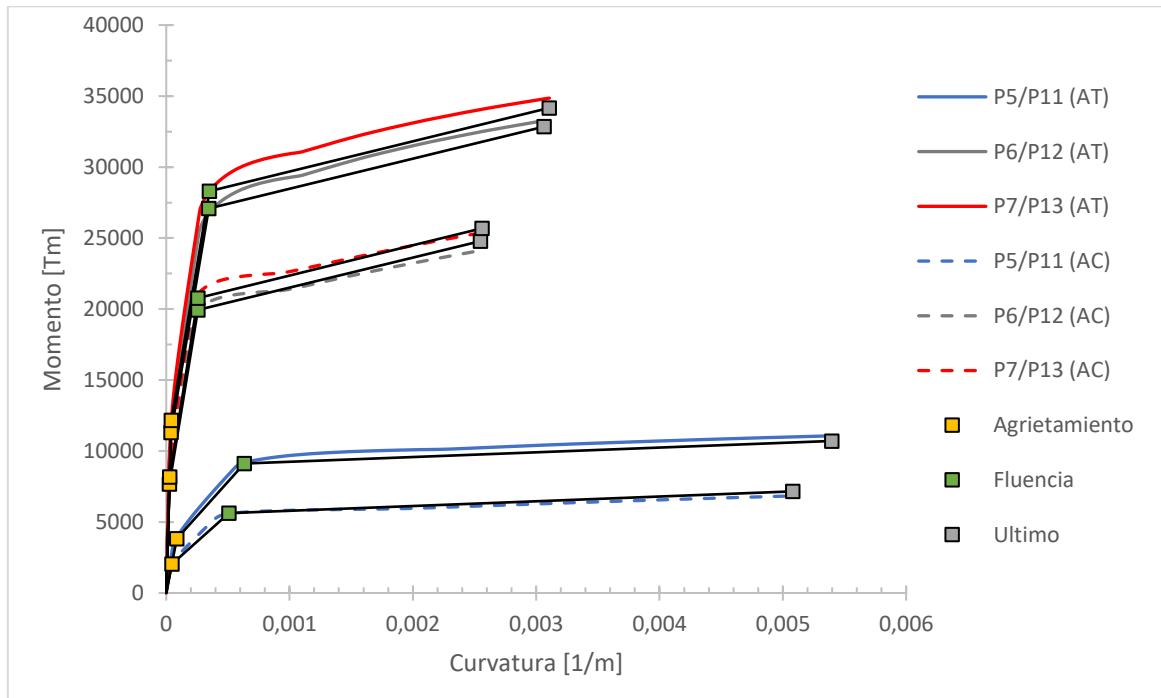


Figura 4.5: Diagrama Momento - Curvatura con el ajuste tri-lineal

Tabla 4.2: Parámetros principales de la regla de histéresis SINA (P5, P6 y P7)

Muro	AC				AT			
	α	$M_{cr}^+ [T - m]$	$M_y^+ [T - m]$	r [%]	β	$M_{cr}^- [T - m]$	$M_y^- [T - m]$	r [%]
P5	0,18	2052	5626	0,76%	0,22	3830	9114	0,76%
P6	0,18	7688	19933	0,73%	0,18	11297	27087	0,73%
P7	0,19	8168	20782	0,74%	0,18	12167	28297	0,74%

Tabla 4.3: Parámetros principales de la regla de histéresis SINA (P11, P12 y P13)

Muro	AT				AC			
	α	$M_{cr}^+ [T - m]$	$M_y^+ [T - m]$	r [%]	β	$M_{cr}^- [T - m]$	$M_y^- [T - m]$	r [%]
P11	0,22	3830	9114	0,76%	0,18	2052	5626	0,76%
P12	0,18	11297	27087	0,73%	0,18	7688	19933	0,73%
P13	0,18	12167	28297	0,74%	0,19	8168	20782	0,74%

Se puede observar que los valores obtenidos de un muro (P5, P6 y P7) y su opuesto (P11, P12 y P13) en el sentido AC o AT son iguales, pero de signos contrarios, es decir, va a depender si el vector de cargas esta aplicada en un sentido positivo o negativo para saber si el muro tiene el ala traccionada o comprimida.

Por último, para determinar el M_{cc} se utilizó una aproximación descrita en [30], donde se realiza un ajuste de dicho parámetro mediante el contraste con experimentos presentes en la literatura [32] junto con la recomendación entrega en el Manual de Ruaumoko 2D [29]. Este valor se ajusta para muros de geometría asimétrica y se presenta en un rango del 10% al 70% de M_y , por lo que, para este estudio se decide trabajar con un valor correspondiente al 70% de M_y , donde M_y corresponde al menor valor independiente de la dirección. Los valores de M_{cc} se encuentran en el Anexo B.

4.2 Análisis Estático Incremental (Pushover)

Este tipo de análisis, conocido comúnmente como “Pushover”, se caracteriza por su vector de carga aplicada lateralmente en uno o en varios nodos predefinidos pertenecientes a un elemento, y en incrementos relativamente pequeños de carga. Este vector, puede estar compuesto de fuerzas o desplazamientos, formado por un patrón fijo de cargas aplicada durante todo el análisis, que hacen que la estructura incursione en el rango inelástico.

Por consiguiente, el principal interés de este estudio, para el uso de este tipo de análisis, es determinar el desplazamiento de techo en el instante en que se alcanza la fluencia en la base del muro mediante una distribución de carga que impone la deformada típica del primer modo, por esta razón, el vector de cargas que se utilizó consiste en un patrón de fuerzas triangular invertida aplicado en los nodos a nivel de piso y en sentido positivo, por lo que, los muros P5, P6 y P7 trabajan con el ala traccionada y los muros P11, P12 y P13 trabajan con el ala comprimida.

Además, se evalúa y se compara el desplazamiento, corte y momento resistente para ese instante en los dos escenarios (sistema y aislado).

4.2.1 Corte Basal – Drift de Techo

En la Figura 4.6 se graficó el corte basal (expresado como porcentaje del peso sísmico¹) versus drift de techo (expresado en porcentaje de la altura total) de los muros, para el caso en que existe acoplamiento en los nodos (sistema), más el corte basal total del sistema (sumatoria). Las Figura 4.7 a la Figura 4.9, se compara el corte basal versus drift de techo del sistema versus caso aislado.

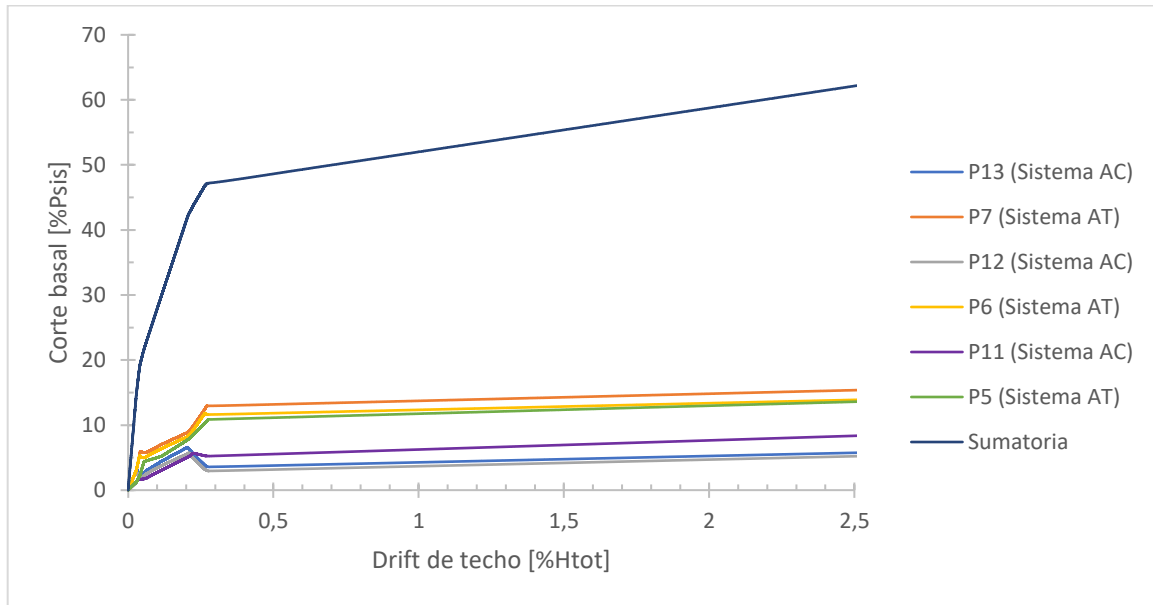


Figura 4.6: Corte basal - Drift de techo para el sistema de muros y corte basal total

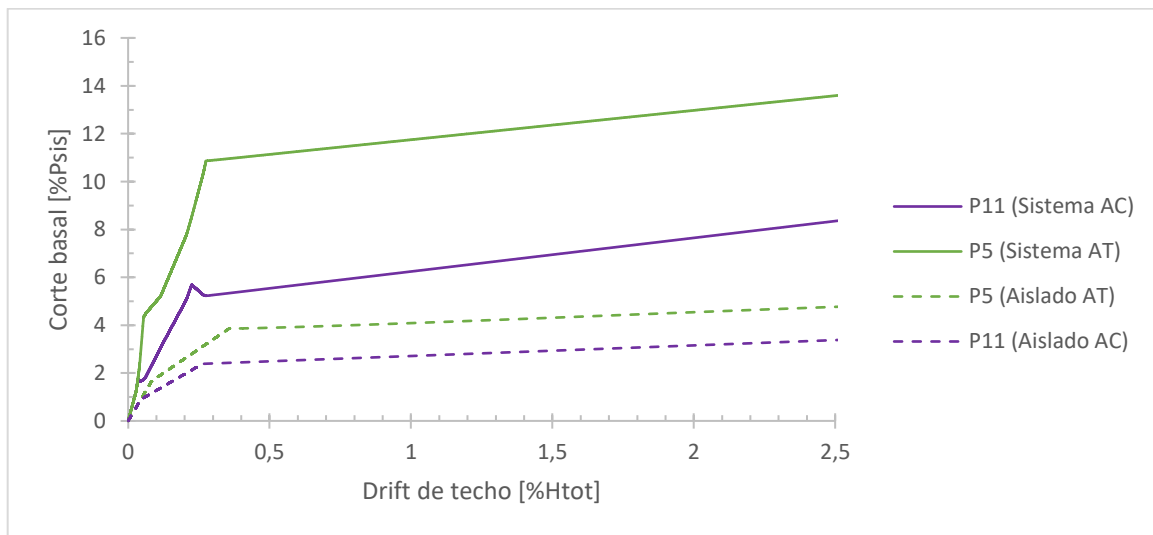


Figura 4.7: Corte basal - Drift de techo para el muro P5 y P11 (sistema y aislado)

¹ Correspondiente a la mitad del peso sísmico de la estructura total original.

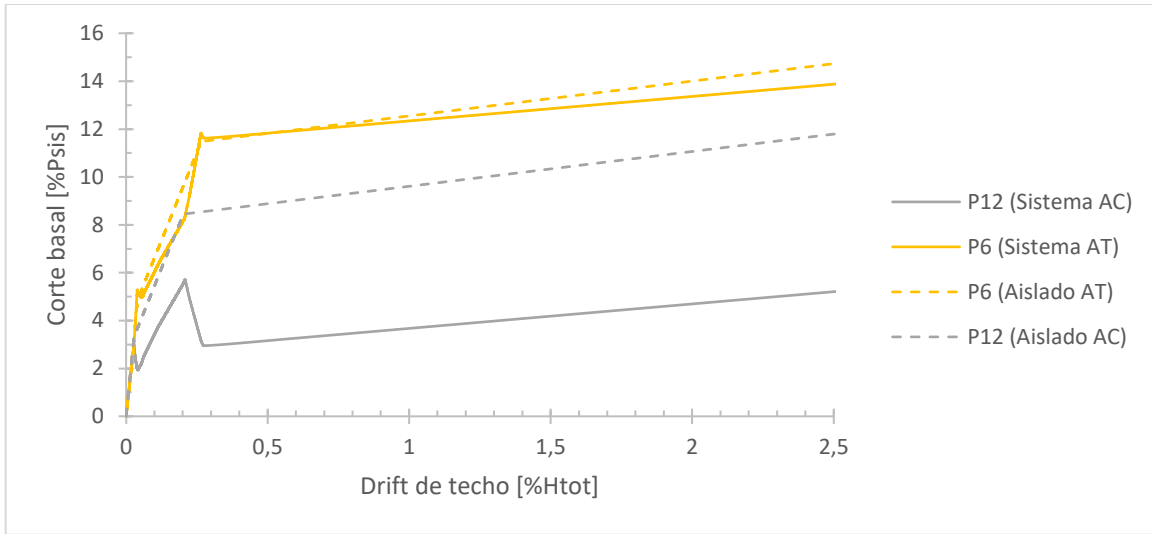


Figura 4.8: Corte basal - Drift de techo para el muro P6 y P12 (sistema y aislado)

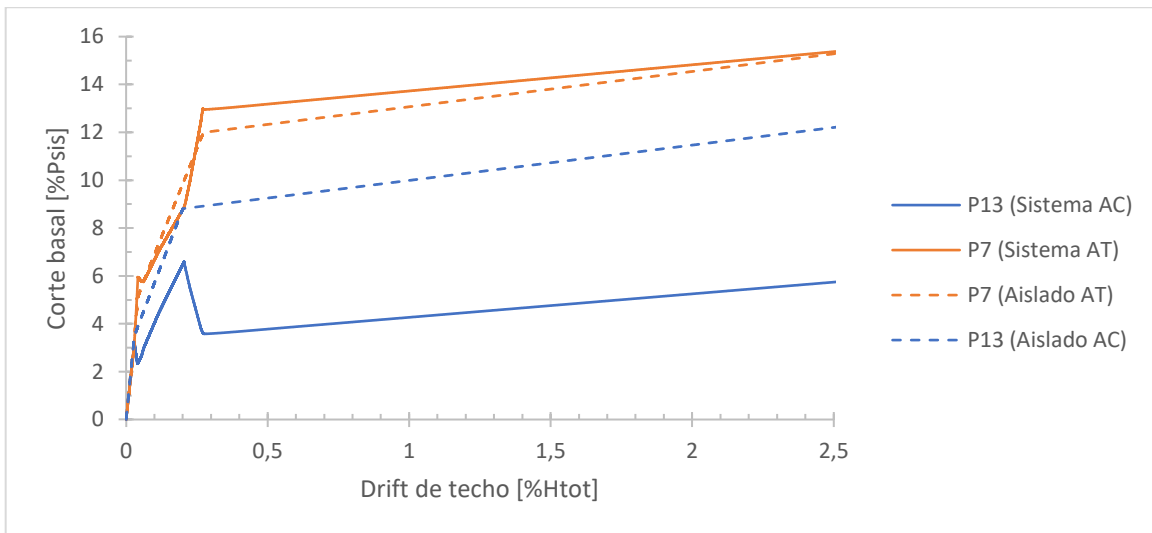


Figura 4.9: Corte basal - Drift de techo para el muro P7 y P13 (sistema y aislado)

Se observa en la Figura 4.7, una gran diferencia entre el corte basal del sistema versus caso aislado, sobre todo para el muro P5, en ambos muros el sistema resulta ser mayor. Además, cuando logran la fluencia el drift de techo no se diferencia por mucho en ambos casos (sistema y aislado).

En la Figura 4.8, se puede ver que sólo el muro P12 tiene una considerable diferencia en el corte basal del sistema versus caso aislado, donde el sistema resulta ser menor, en cambio, para el muro P6 no pasa lo mismo y de hecho se logra ver una gran similitud entre los casos sistema y aislado. Por otro lado, el drift de techo en el instante en que se alcanza la fluencia tienen el mismo valor en ambos casos (sistema y aislado).

Y en la Figura 4.9, sucede algo similar, el muro P13 tiene un corte basal mayor cuando se considera asilado que como sistema y el muro P7 la diferencia no es grande, pero el sistema sigue siendo mayor. Además, el drift de techo en el instante de fluencia tienen el mismo valor en ambos casos.

Si se compara todas las curvas (ver Figura 4.10), se observa que los muros con el ala comprimida (P11, P12 y P13) tienen un corte basal menor en comparación con los muros que tienen el ala a tracción (P5, P6 y P7). Además, los primeros muros en fluir (P12 y P13) en el sistema tienen un cambio drástico en su curva, en comparación con el resto, donde el punto más bajo de corte basal es de un 3% para el muro P12 y un 3,6% para el muro P13. También, una vez que el muro P13 alcanza la fluencia se logra ver un leve cambio de pendiente en las curvas de los muros restantes.

En la Tabla 4.4 se presenta los valores del corte basal y drift de techo en el instante en que se alcanza la fluencia.

Tabla 4.4: Corte basal y drift de techo del sistema versus caso aislado

Muro	Corte Basal [%Psis]		Drift de techo [%Htot]	
	Sistema	Aislado	Sistema	Aislado
P5	10,87	3,86	0,28	0,36
P6	11,83	11,45	0,26	0,26
P7	13,00	11,92	0,27	0,27
P11	5,69	2,38	0,23	0,26
P12	5,70	8,44	0,21	0,20
P13	6,53	8,79	0,21	0,20

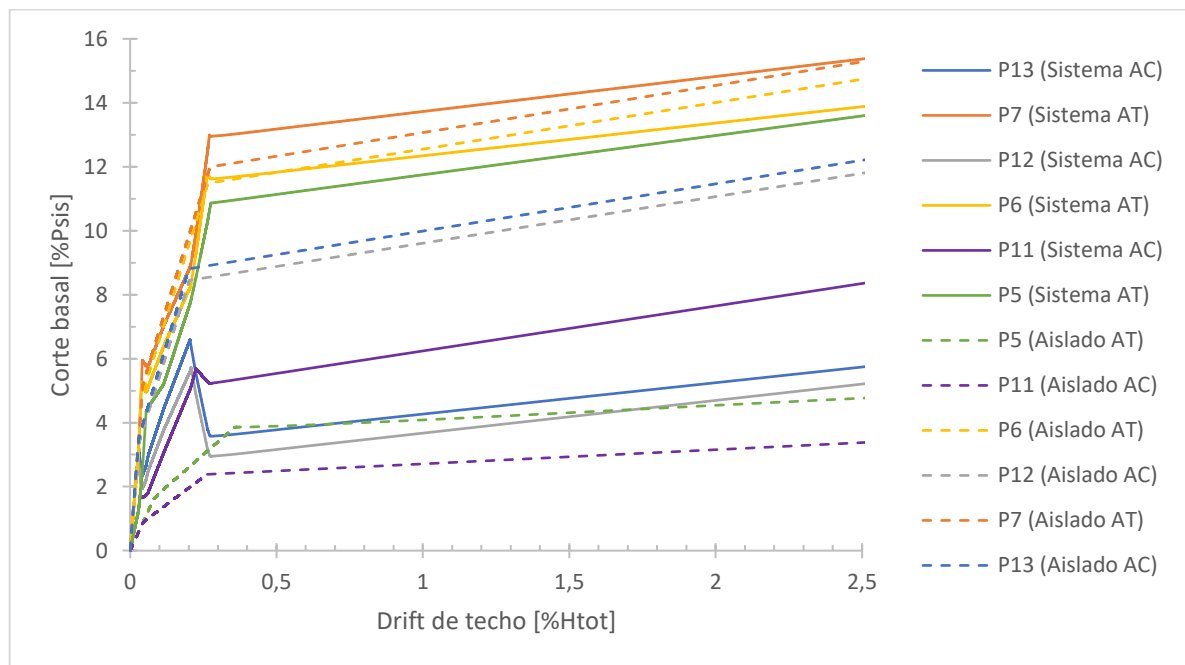


Figura 4.10: Corte basal - Drift de techo para todos los muros (sistema y aislado)

4.2.2 Momento Basal – Drift de Techo

La Figura 4.11 presenta las curvas de momento basal versus drift de techo del sistema y del caso aislado, para todos los muros. En ella se muestra claramente que las dos curvas (sistema y aislado) de los muros con mayor longitud (P6/P12 y P7/P13) coinciden, en cambio, el muro de menor longitud con el ala traccionada (P5) tiene una mayor disparidad en comparación con su ala comprimida (P11), pero solo hasta alcanzar el momento de fluencia.

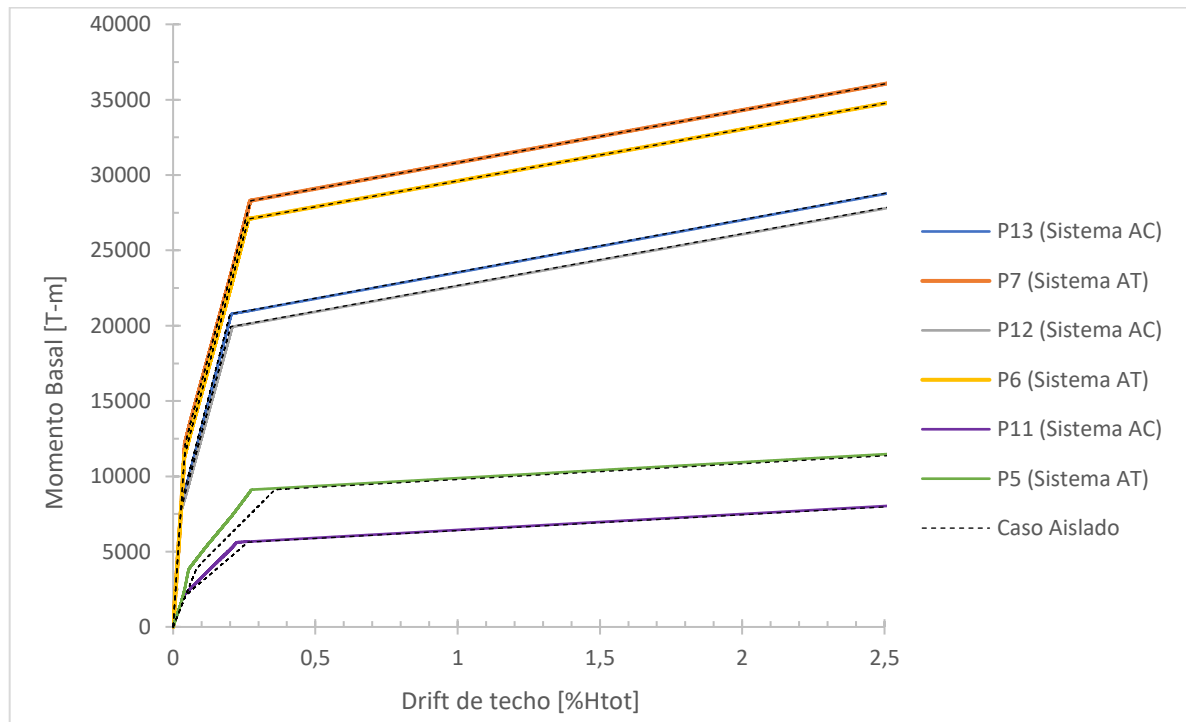


Figura 4.11: Momento Basal - Drift de techo para todos los muros (sistema y aislado)

La Tabla 4.5 resume los valores de desplazamiento de fluencia obtenidos del análisis para los dos casos (sistema y aislado). Se observa que en los muros de mayor longitud con el ala traccionada (P6 y P7) los desplazamientos son iguales, en cambio, cuando el ala está comprimida (P12 y P13), los valores del caso aislado son menores pero cercanos a los del sistema.

Tabla 4.5: Desplazamiento de fluencia para el sistema y caso aislado

Muro	Desplazamiento de fluencia [cm]	
	Sistema	Aislado
P5	8,59	11,18
P6	8,25	8,25
P7	8,45	8,45
P11	7,03	8,20
P12	6,51	6,29
P13	6,42	6,24

4.3 Análisis Dinámico No-Lineal (ANLD)

En esta sección se presenta los resultados del análisis dinámico no-lineal para cinco registros sísmicos: (1) Christchurch Hospital, Canterbury (Lyttelton), Nueva Zelanda (CHHC), (2) Concepción Centro, Maule, Chile (CCC), (3) Llole, Valparaíso, Chile (Llolleo), (4) Sylmar, Northridge, California (Sylmar) y (5) Viña del Mar, Valparaíso, Chile (VMM). En la Tabla 4.6 se muestra las características principales de los registros y los terremotos que los originaron. Las Figura 4.12 a la Figura 4.16 aparece la historia de aceleración por cada registro.

Tabla 4.6: Características de los registros sísmicos

Registro	Fecha	Magnitud	PGA [g]	Distancia epicentral [Km]	Profundidad [km]	Duración significativa [s]
CHHC	22-02-2011	6.3	0.71	8	5	9
CCC	27-02-2010		0.47	63	30.1	57.8
Llolleo	03-03-1985	7.8	0.71	84	33	35.8
Sylmar	17-01-1994	6.8	0.84	15	18.3	5.3
VMM	03-03-1985	7.8	0.36	45	33	45

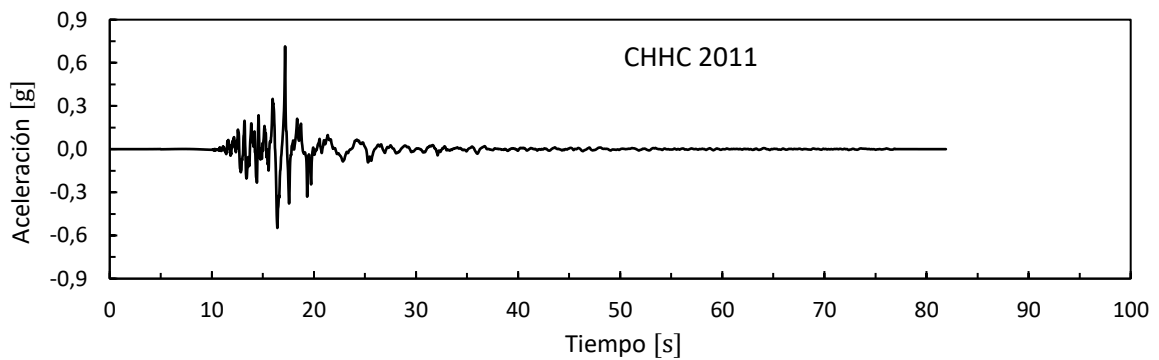


Figura 4.12: Registro de aceleración, Christchurch 2011, Nueva Zelanda.

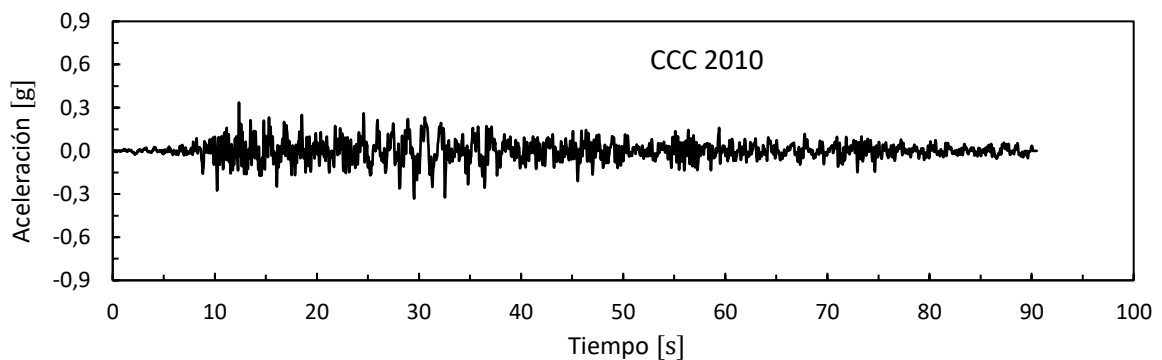


Figura 4.13: Registro de aceleración, Concepción Centro 2010, Chile.

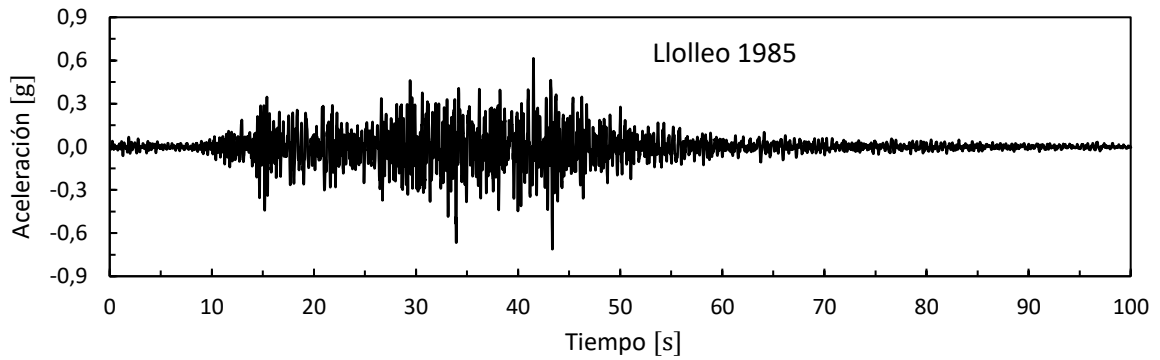


Figura 4.14: Registro de aceleración, Lolloe 1985, Chile.

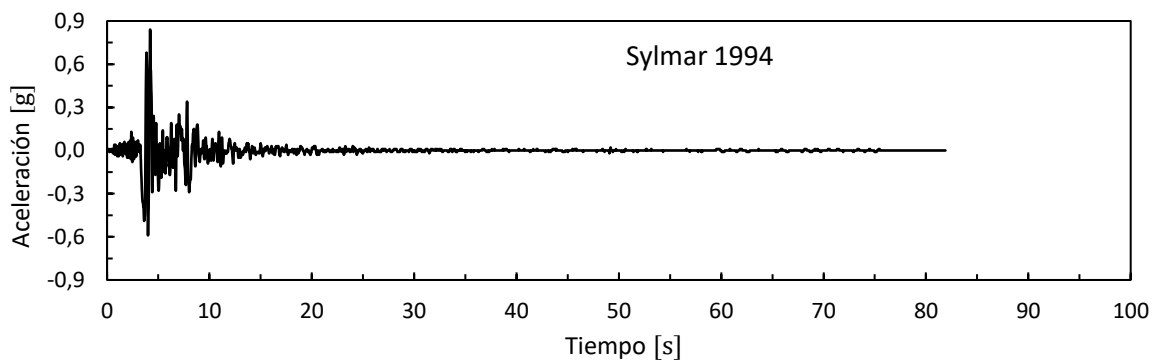


Figura 4.15: Registro de aceleración, Sylmar 1994, Estados Unidos (California).

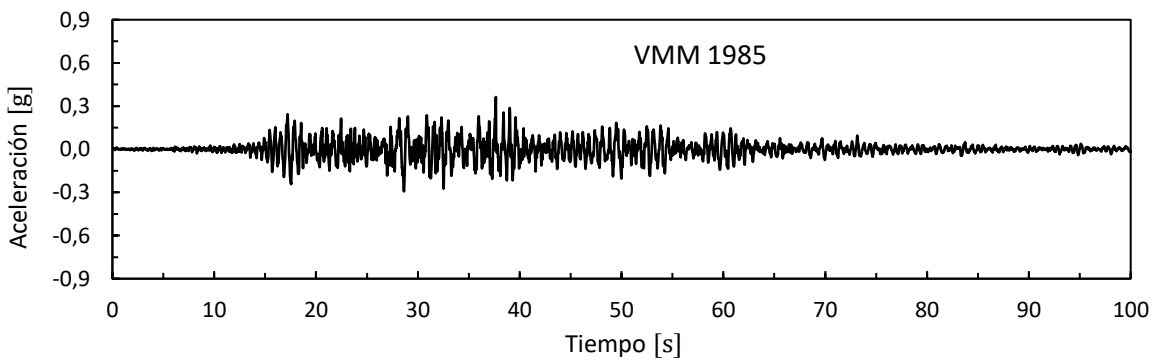


Figura 4.16: Registro de aceleración, Viña del Mar 1985, Chile.

4.3.1 Drift de Techo en el Tiempo

En los siguientes gráficos se presenta las respuestas de drift de techo obtenidas con los cinco registros, bajo el supuesto de un sistema. En cada una de ellas se indica el drift de techo en el instante en que ocurre la primera fluencia en sentido positivo/negativo.

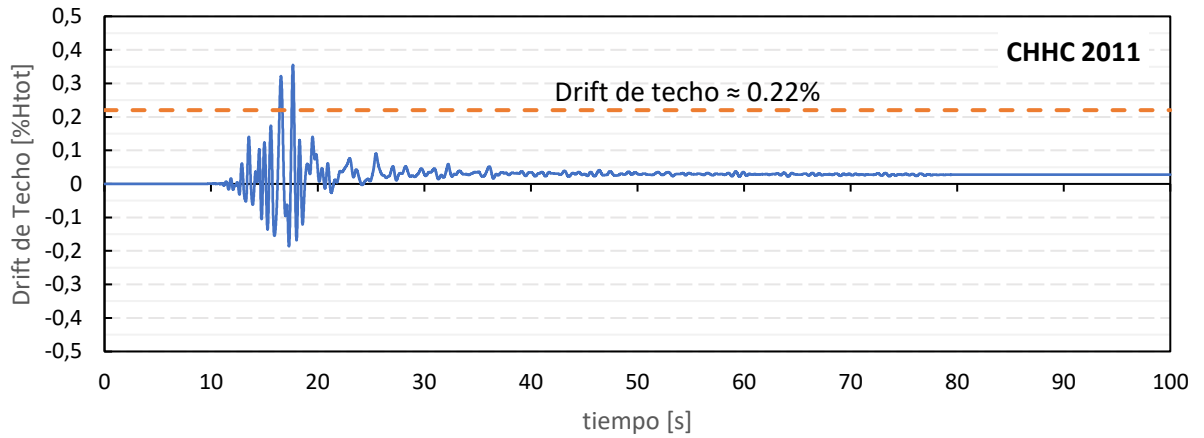


Figura 4.17: Historia de drift de techo para el registro Christchurch 2011

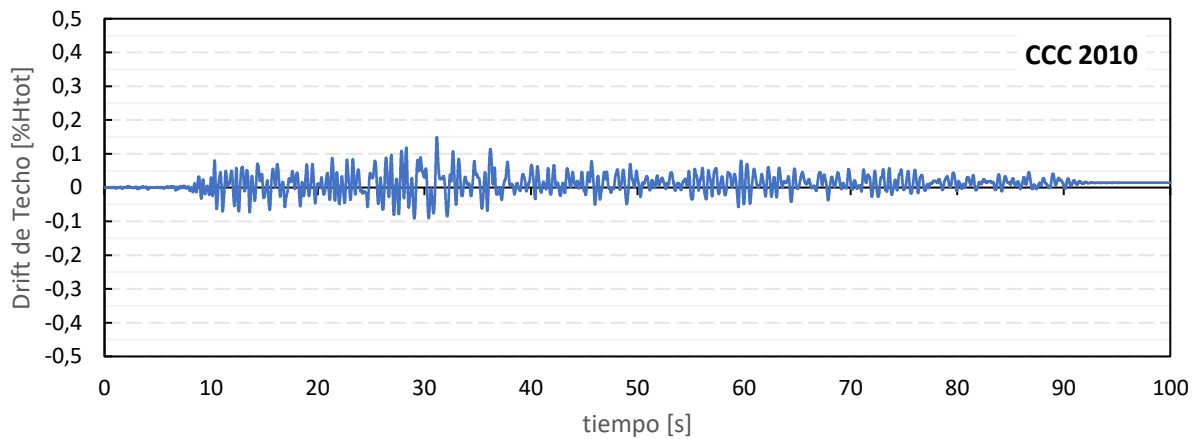


Figura 4.18: Historia de drift de techo para el registro Concepción Centro 2010

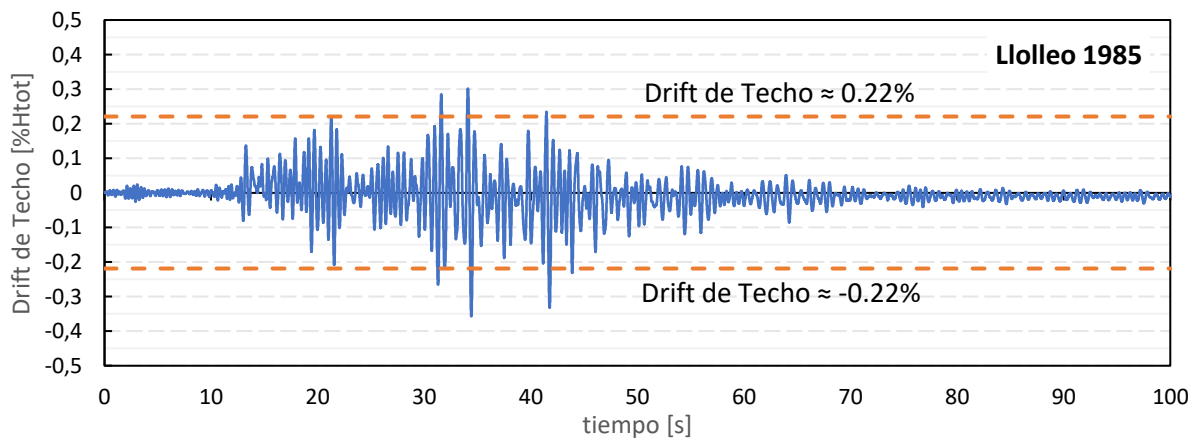


Figura 4.19: Historia de drift de techo para el registro Lollole 1985

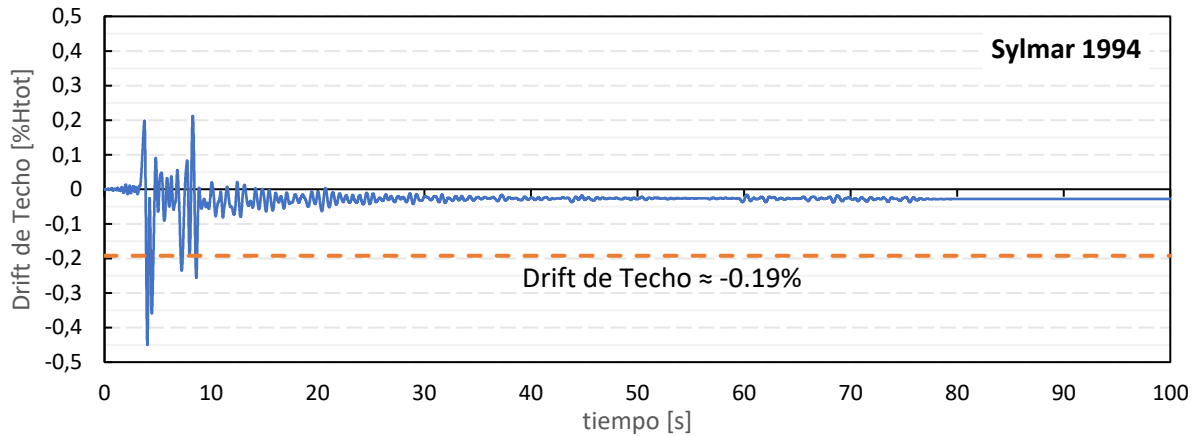


Figura 4.20: Historia de drift de techo para el registro Sylmar 1994

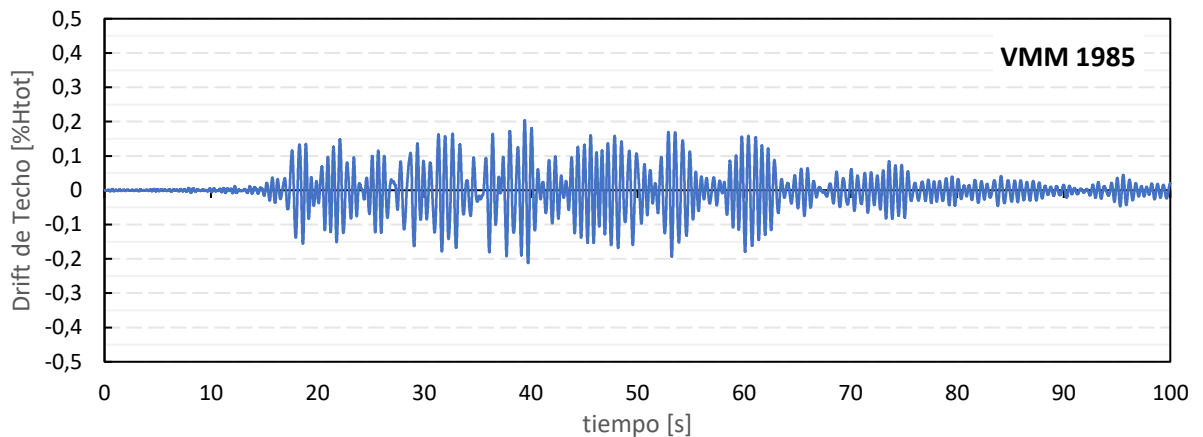


Figura 4.21: Historia de drift de techo para el registro Viña del Mar 1985

Se observa que los registros de Concepción Centro (Figura 4.18) y Viña del Mar (Figura 4.21) no fueron suficientes para generar la fluencia en la base, por lo que, no se consideran en los siguientes análisis donde se requiera condición de fluencia.

En la Figura 4.17 los muros alcanzan a fluir en la dirección positiva y el drift de techo del primer muro en lograr la fluencia es de 0.22%. Por otro lado, la Figura 4.19 indica que la rótula se genera en los dos sentidos, en el instante en que el muro logra un 0.22% drift de techo. En la Figura 4.20, la fluencia se genera en el sentido negativo, donde la primera fluencia ocurre para un 0.19% drift de techo, este registro fue el que obtuvo el mayor desplazamiento logrando un 0.45% drift de techo.

En la Tabla 4.7 se indica el desplazamiento y drift de techo para todos los muros en el instante en que se alcanza la fluencia, donde la Figura 4.22 representa un esquema visual de esta tabla. Además, en la Tabla 4.8 se entrega los valores residuales de desplazamiento y drift de techo por cada registro.

Tabla 4.7: Desplazamiento de fluencia y drift de techo, por cada muro y registro

Muro	Christchurch 2011			Llolleo 1985			Sylmar 1994		
	Δe [cm]	DRy [%H _{tot}]	Sentido	Δe [cm]	DRy [%H _{tot}]	Sentido	Δe [cm]	DRy [%H _{tot}]	Sentido
P5	8.82	0.28	AT	7.89	0.25	AC	6.54	0.21	AC
P6	8.82	0.28	AT	7.04	0.23	AC	6.54	0.21	AC
P7	9.10	0.29	AT	6.81	0.22	AC	5.99	0.19	AC
P11	7.82	0.25	AC	7.84	0.25	AC	8.15	0.26	AT
P12	7.06	0.23	AC	7.16	0.23	AC	8.15	0.26	AT
P13	6.86	0.22	AC	6.91	0.22	AC	8.15	0.26	AT

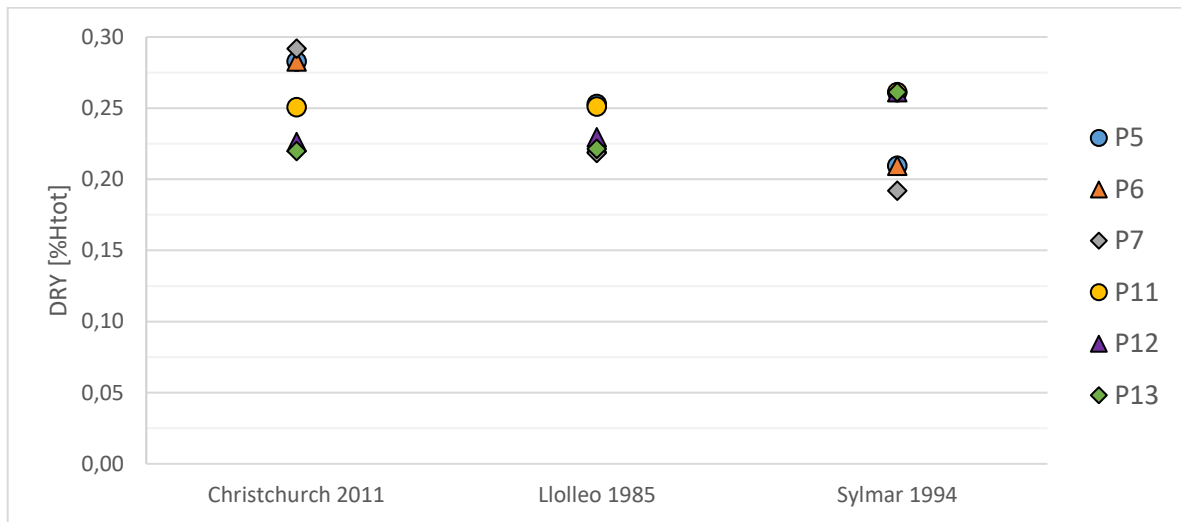


Figura 4.22: Drift de techo en el instante de fluencia por cada muro y registro

Es importante señalar que la Tabla 4.7 y la Figura 4.22 muestran solo el valor absoluto, con el propósito de conocer su magnitud.

De acuerdo con los gráficos de historia de drift de techo, el instante de fluencia sucedió para un sentido (CHHC y Sylmar) o para ambos (Llolleo), en el orden de menor a mayor desplazamiento de fluencia conforme a la Tabla 4.7. Con respecto al registro de Llolleo, solo revisando el desplazamiento no se logra ver en que orden resultó, por lo que, se tuvo que observar el tiempo del evento. De esta forma, el orden fue el siguiente; P7, P6, y P5 (sentido negativo), después, P13, P12 y P11 (sentido positivo). En otras palabras, para los tres registros resultó que el muro de mayor longitud fluye antes que el de menor longitud, y en algunos casos, fluyen al mismo tiempo.

Se observa en la Figura 4.22, que el drift de techo se encuentra en el rango del 0.2% al 0.3%, excepto por el muro P7 con el registro Sylmar, donde el drift de techo es de 0.19%. Por otro lado, en la Tabla 4.8 se percibe que el mayor el desplazamiento residual en la dirección de análisis ocurre con el registro Sylmar (1994) y lo acompaña muy cerca el registro Christchurch (2011). En relación con el desplazamiento remanente del registro Concepción Centro (2010) y Viña del Mar (1985), a pesar de que no se generó fluencia en la base, igual hubo agrietamiento y fue analizado bajo condiciones no-lineales (regla de histéresis SINA).

Tabla 4.8: Desplazamiento residual y drift de techo por cada registro

Registro	Desplazamiento residual [cm]	Drift de Techo [% H_{tot}]	Sentido
Christchurch 2011	0.85	0.027	positivo
Concepción Centro 2010	0.44	0.014	positivo
Llolleo 1985	0.38	0.012	negativo
Sylmar 1994	0.89	0.028	negativo
Viña del Mar 1985	0.62	0.020	positivo

4.3.2 Corte Basal en el Instante de Fluencia

Se determina el máximo corte basal y se compara con los valores obtenidos del análisis anterior (Pushover). Dado que el muro se evalúa en los dos sentidos (AT y AC), se compara el corte basal con el sentido correspondiente. En la Tabla 4.9 se indica el corte basal del ANLD y del Pushover (sistema y aislado), además, se adjunta los gráficos en representación de esta tabla por cada muro (ver Figura 4.23).

Tabla 4.9: Corte basal en toneladas proveniente del ANLD y Pushover (sistema y aislado)

Muro	ANLD		Pushover		Sentido	ANLD		Pushover		Sentido	ANLD		Pushover		Sentido
	CHHC		Sistema	Aislado		Llolleo	Sistema	Aislado	Sylmar		Sistema	Aislado			
P5	905.9		1183	419.9	AT	1152	619	259.6	AC	665.6	619	259.6	AC		
P6	1372		1288	1247	AT	998.1	620	918.6	AC	744.5	620	918.6	AC		
P7	1605		1415	1298	AT	1071	711	957.4	AC	975.8	711	957.4	AC		
P11	1016		619.1	259.6	AC	1128	619	259.6	AC	1296	1183	419.9	AT		
P12	897.2		620.3	918.6	AC	949.1	620	918.6	AC	1447	1288	1247	AT		
P13	1116		711.3	957.4	AC	1156	711	957.4	AC	1584	1415	1298	AT		

En la Figura 4.23 se percibe una mayor dispersión del corte basal en los muros de menor longitud (P5 y P11), donde los valores del Pushover-Aislado se mantienen a una distancia mayor del corte basal procedente del ANLD y en una cota inferior, sólo el corte basal del Pushover-Sistema para el registro Sylmar se encuentra mas cerca del valor proveniente del ANLD.

Por otro lado, en los muros de mayor longitud se observa que en todos los registros el corte basal del Pushover-Sistema es menor que el corte por ANLD. Para este último, la mayoría de las veces se acerca mas al valor del Pushover-Aislado.

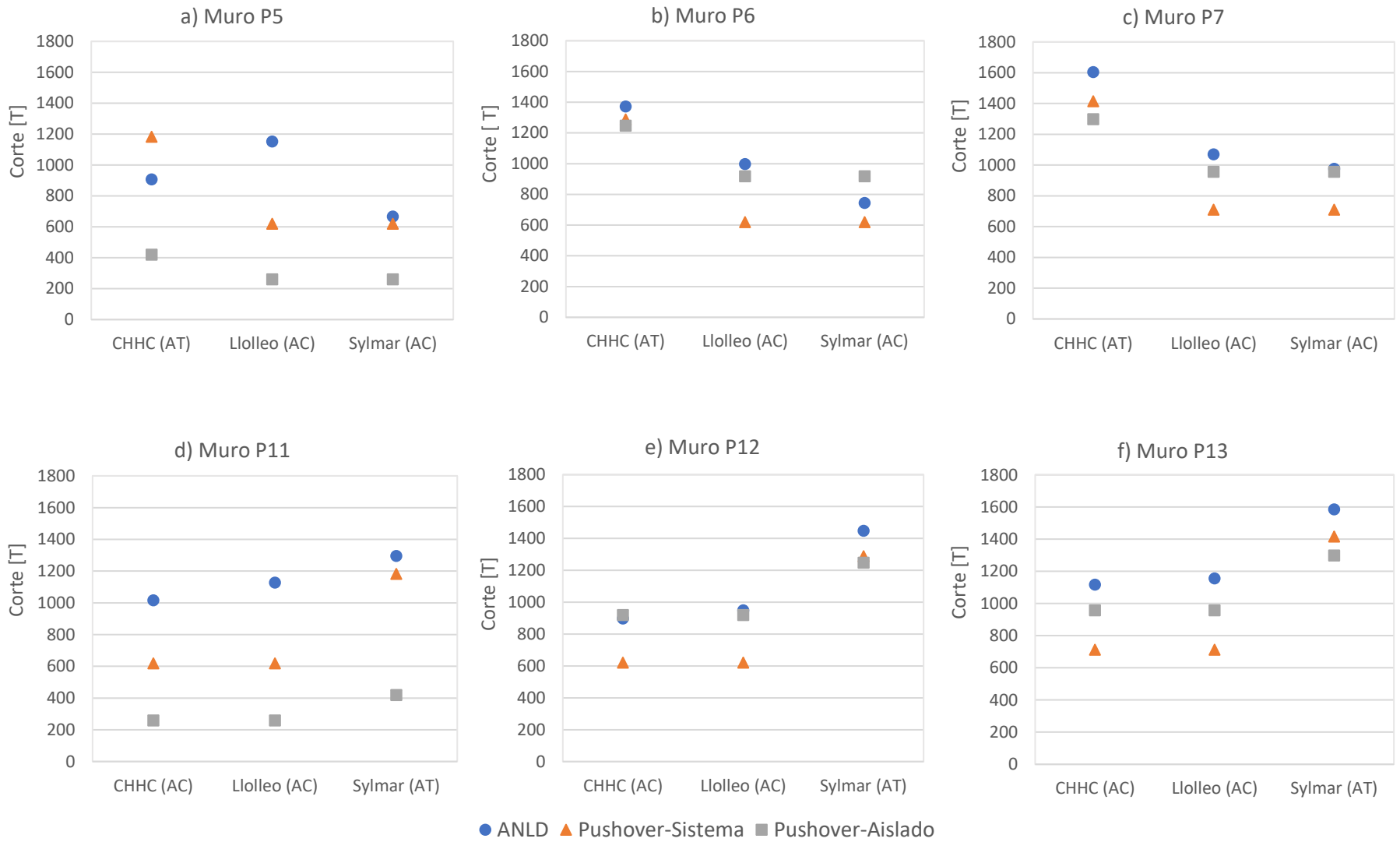
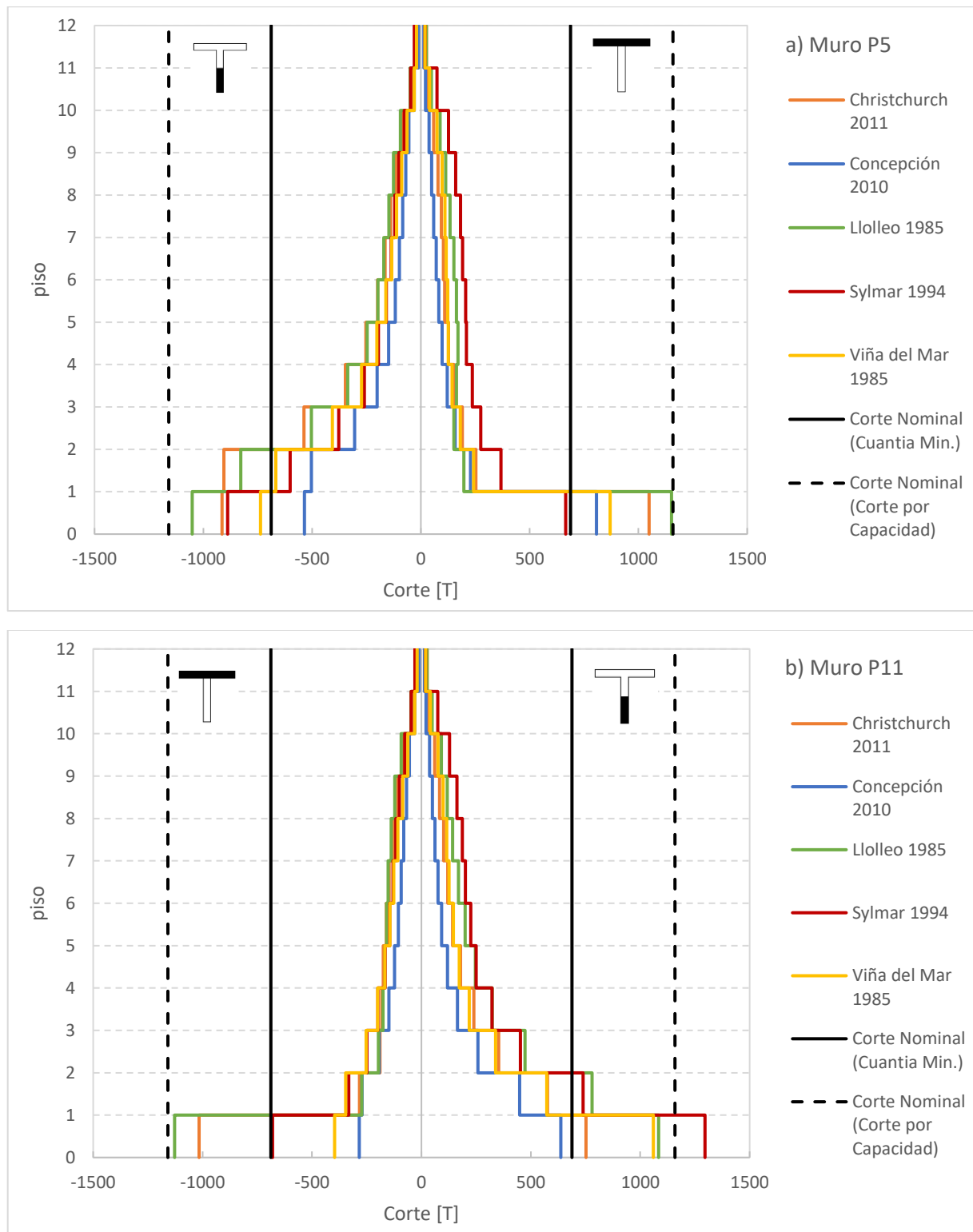
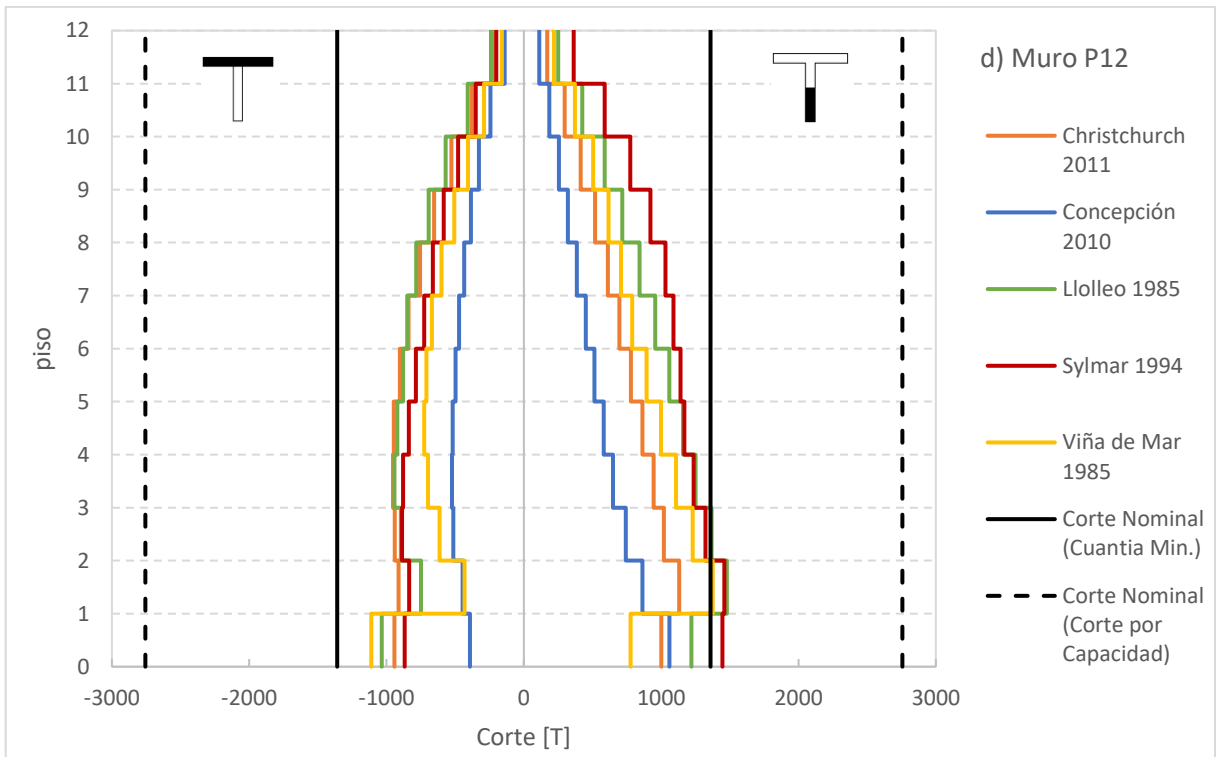
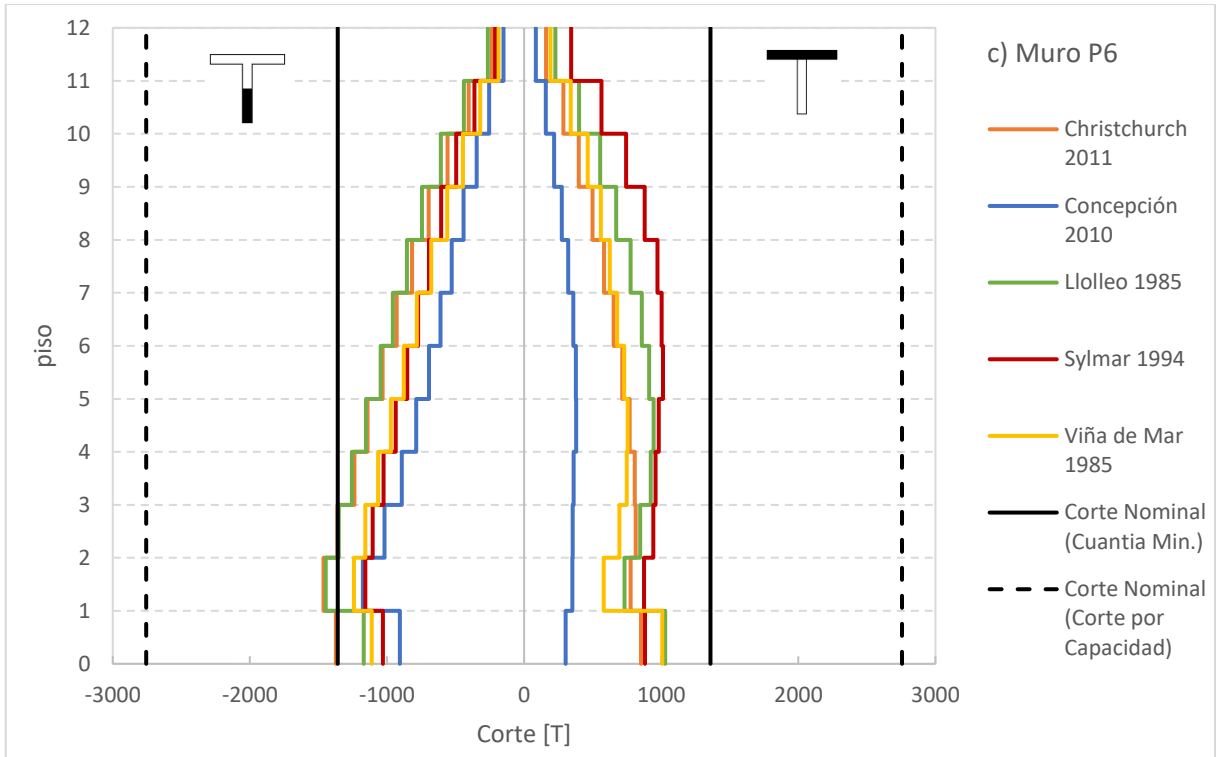


Figura 4.23: Comparación Corte Basal ANLD versus Pushover

4.3.3 Envoltente de Corte

En la Figura 4.24 se presenta las demandas de corte impuesta por cada registro en cada muro.





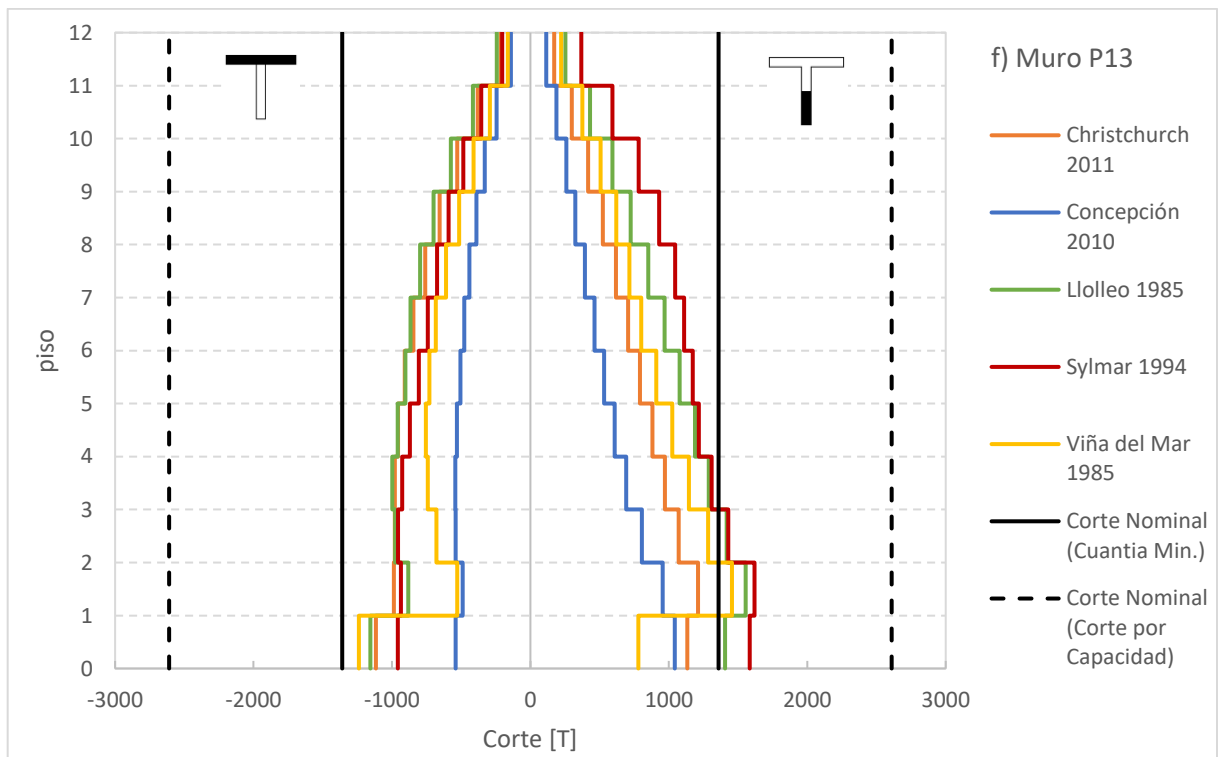
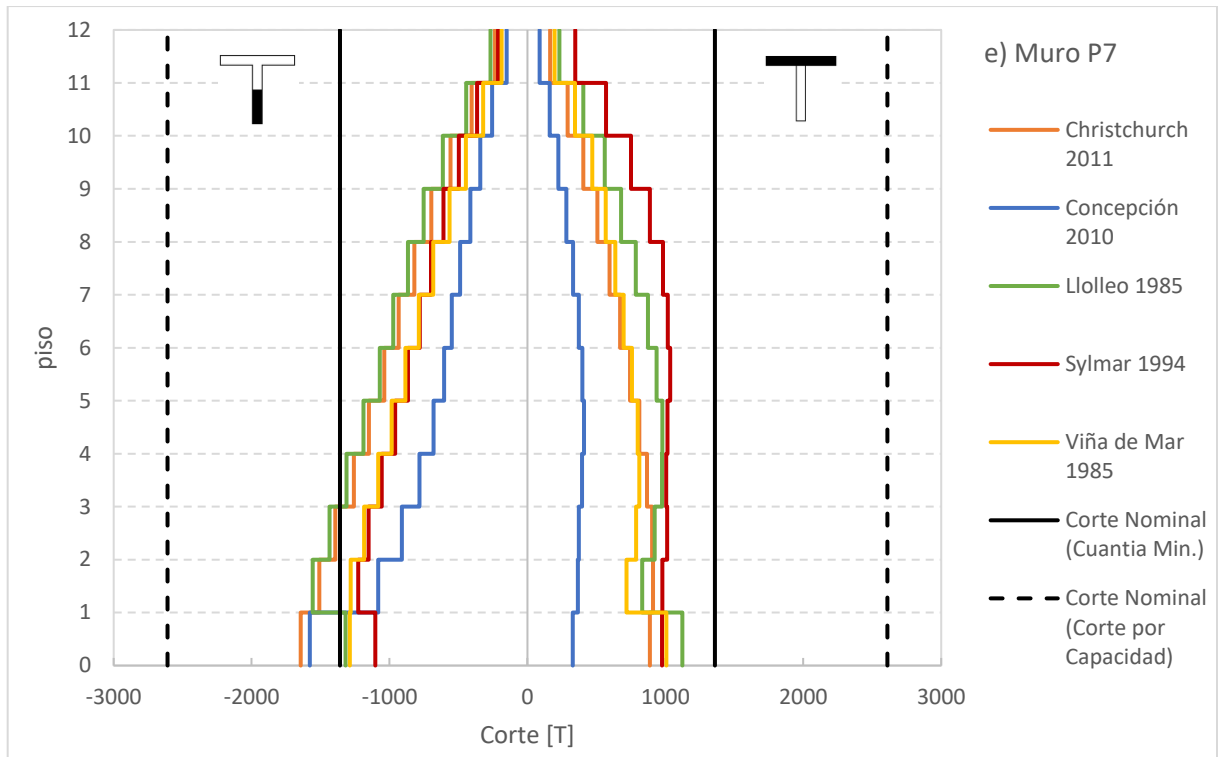


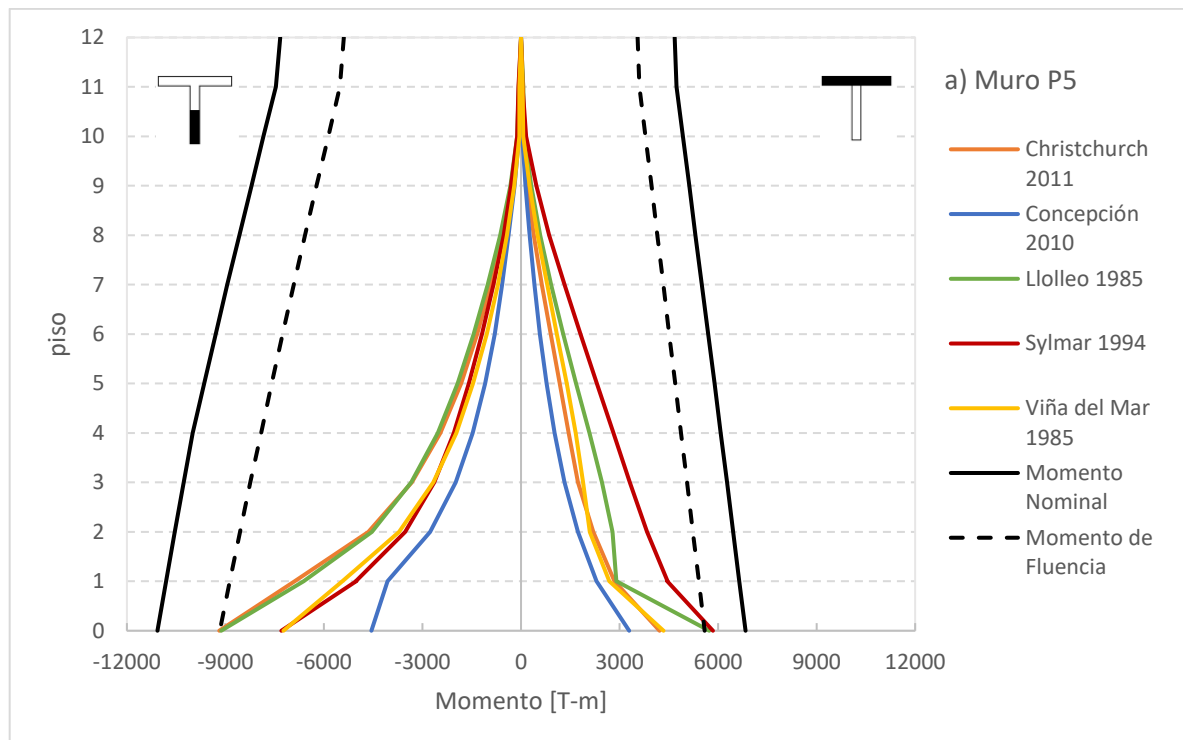
Figura 4.24: Envoltura de corte por cada muro y registro sísmico

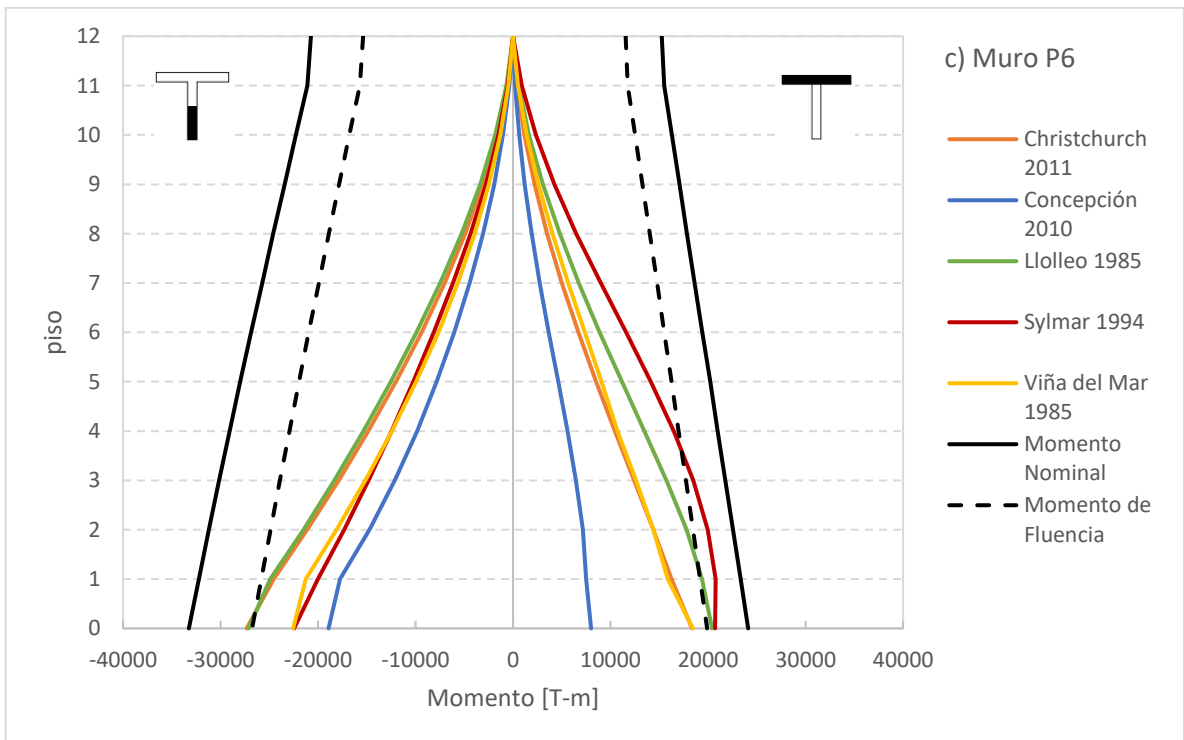
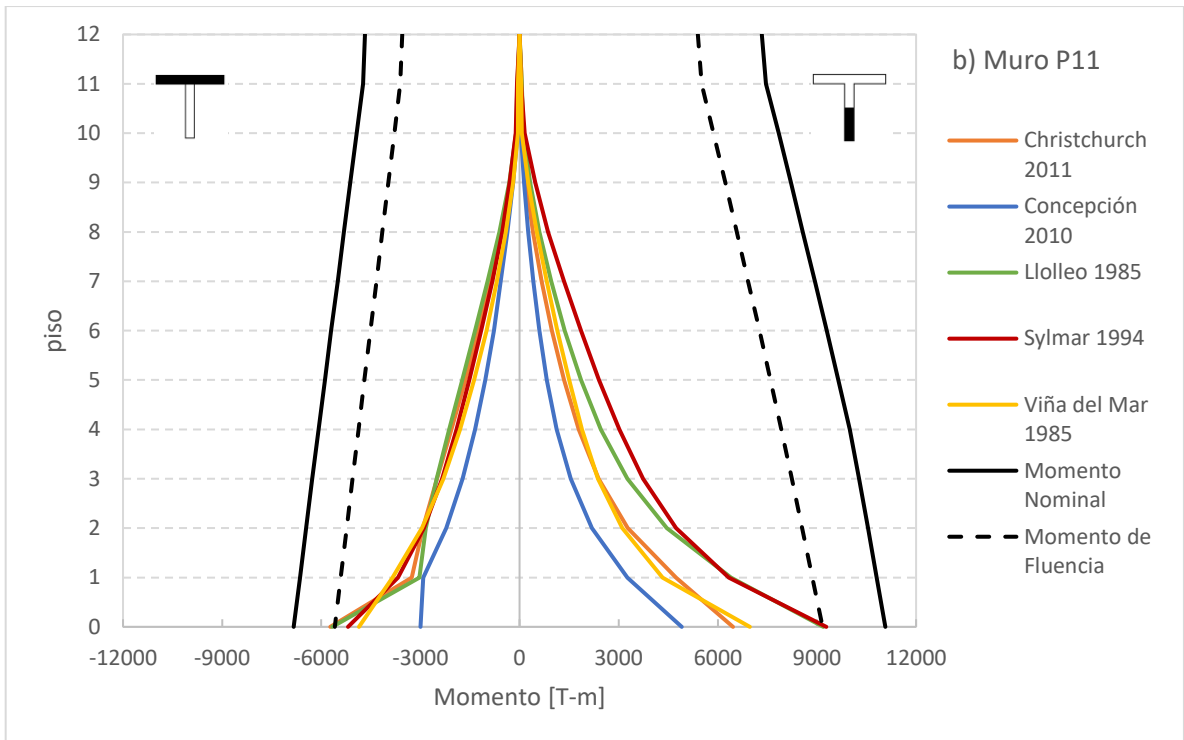
De la Figura 4.24 se observa que los muros de menor longitud (P5 y P11), la demanda de corte sobrepasa el corte nominal por cuantía mínima (ACI318-08) : (1) cuando P5 tiene el ala a tracción, hasta el segundo piso (CHHC y Lollole) y hasta el primer piso (Sylmar y Viña del Mar), (2) cuando P5 tiene el ala a compresión, hasta el primer piso (Lollole, CHHC, Viña del Mar y Concepción), (3) cuando P11 tiene el ala a tracción, hasta el segundo piso (Sylmar y Lollole) y hasta el primer piso (Viña del Mar y CHHC), (4) cuando P11 tiene el ala a compresión, hasta el primer piso (Lollole y CHHC). Con respecto al corte nominal determinado por el corte por capacidad, el muro P5 indica que para el registro de Lollole se encuentra al borde de este valor, en cambio, para el muro P11 el registro Sylmar sobrepasa este valor.

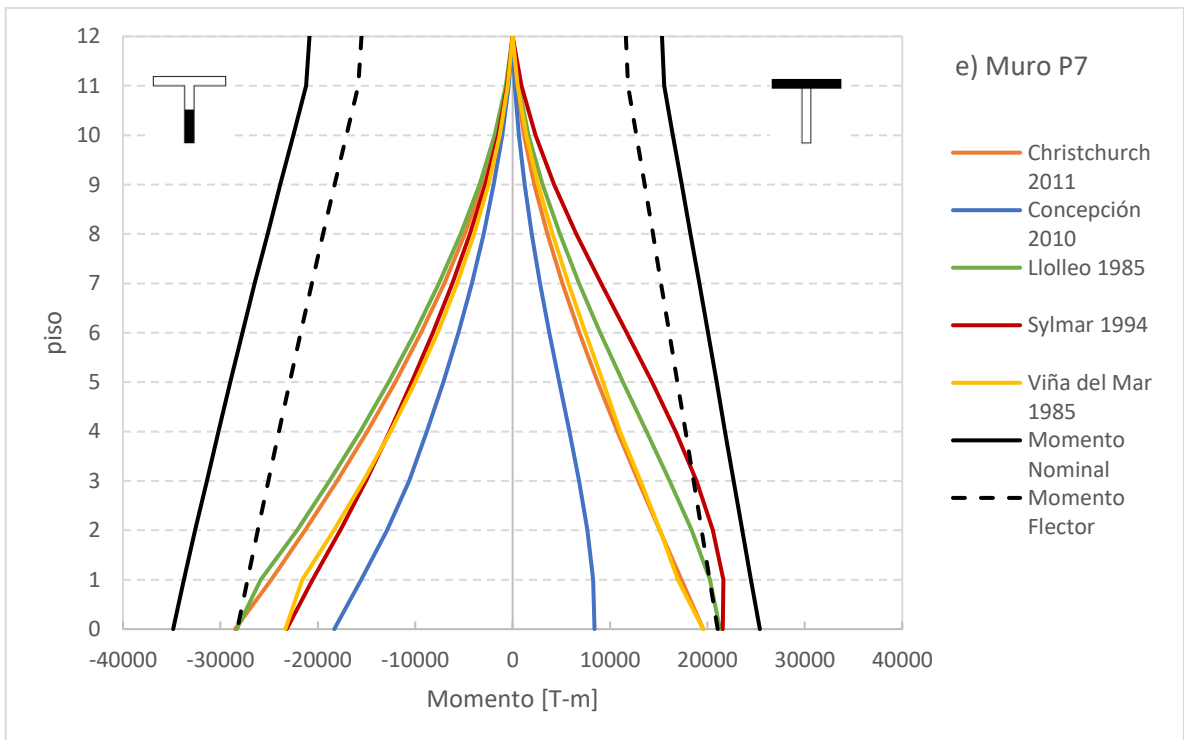
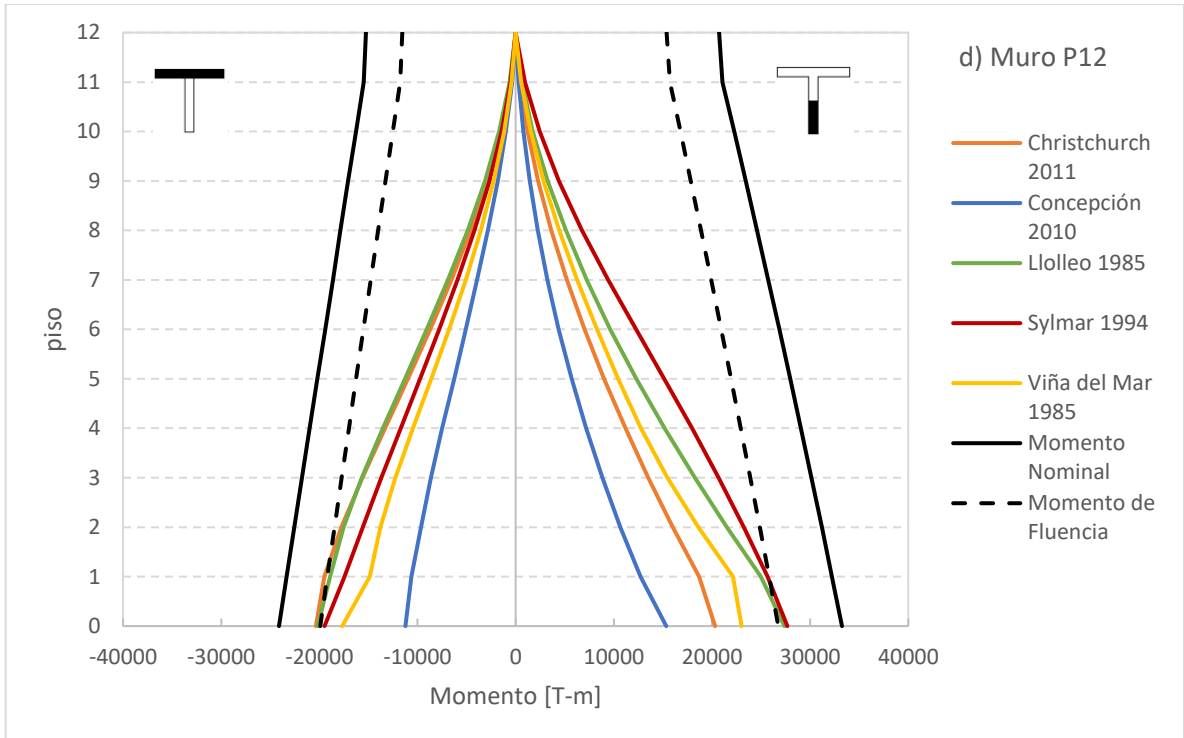
Por otro lado, las demandas de corte de los muros de mayor longitud, no sobrepasa el corte nominal obtenido con el diseño al corte por capacidad (ACI318-19). En algunos pisos el corte nominal por cuantía mínima (ACI318-08) no supera la demanda de corte; (1) cuando P6 tiene el ala a tracción, hasta el segundo piso (CHHC), entre el primer piso y el segundo (Lollole), (2) cuando P12 tiene el ala a tracción, hasta el segundo piso (Sylmar), entre el primer piso y el segundo (Lollole), (3) cuando P7 tiene el ala a tracción, hasta el tercer piso (CHHC), entre el segundo piso y el tercero (Lollole), hasta el primer piso (Concepción), (4) cuando P13 tiene el ala a tracción, hasta el tercer piso (Sylmar y Lollole), entre el primer piso y el segundo (Viña del Mar).

4.3.4 Envolvente de Momento

En la Figura 4.25 se presenta las demandas de momento impuesta por cada registro en cada muro.







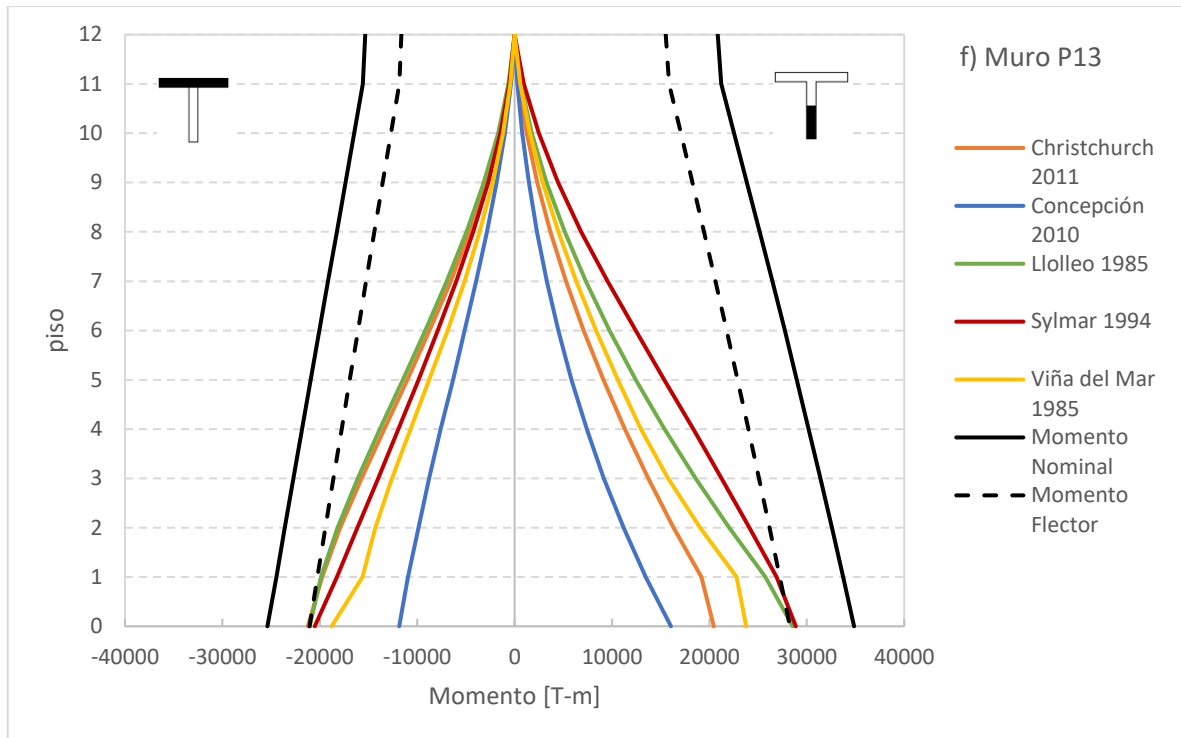


Figura 4.25: Envolvente de momento por cada muro y registro sísmico

La Figura 4.25 muestra que las demandas de momento no sobrepasan el momento nominal. Se percibe que los muros de menor longitud tienen un cambio más abrupto en las demandas de momento, en comparación con los muros de mayor longitud, sobre todo en los pisos inferiores. Por otro lado, las demandas provenientes del registro de Concepción son menores que todos los demás.

4.4 Evaluación de los Resultados

En este apartado se determina el desplazamiento máximo elástico de techo de los muros, mediante las fórmulas propuestas más conocidas mencionadas en el capítulo II, junto con la fórmula propuesta por Quintana Gallo (2018) [8], y se compara con los valores obtenidos de los análisis anteriores. Además, se compara la curvatura de demanda del ANLD con las fórmulas entregadas por el D.S.60 y se verifica si no sobrepasa la capacidad de curvatura.

4.4.1 Fórmulas para Calcular el Desplazamiento Elástico de Fluencia

En la literatura existen dos fórmulas que usualmente son las más utilizadas para estimar el desplazamiento máximo elástico de techo de un muro esbelto en voladizo, ambas se basan en el supuesto de que la deformada de la estructura, cuando incursiona en el rango no-lineal, es equivalente a la respuesta del sistema en el primer modo. La diferencia se encuentra en el patrón de carga lateral que impone la deformada del primer modo, en una considera una distribución de carga triangular invertida definida por la ecuación (4.2), y la otra una carga puntual en el techo, determinada

por la ecuación (4.3). En ambos casos, supone que la rigidez ($E_c I = M/\phi$) de la sección crítica se mantiene constante en lo largo del muro.

$$\delta_e = \frac{11}{40} \phi_y (h_w)^2 \quad (4.2)$$

$$\delta_e = \frac{1}{3} \phi_y (h_w)^2 \quad (4.3)$$

Donde h_w corresponde a la altura total del muro y ϕ_y como la curvatura de fluencia. Esta última se puede calcular según la ecuación (4.4), donde η puede tomarse igual a 2 cuando el ala esta traccionada e igual a 1.5 cuando el ala esta comprimida, ε_y es la deformación unitaria de fluencia del acero, y l_w es la longitud del muro en la dirección de análisis.

$$\phi_y = \eta \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (4.4)$$

Mas adelante, se comprueba que la curvatura de fluencia de la ecuación (4.4) resulta ser igual a la determinada por el ajuste tri-lineal.

La tercera fórmula que se estudia es la que propone Quintana Gallo [8]. Su enfoque se basa en la participación de los modos superiores (efectos dinámicos), asociada a una deformada representativa del muro, donde el desplazamiento elástico máximo de techo está definido por la ecuación (2.13). Para evaluar esta fórmula se asume que la distribución de carga es una triangular invertida, por lo tanto, el término " $\alpha = h_1/h_w$ " es igual a 2/3, el factor de amplificación dinámica (ω_v) será igual a 1.7 cuando se considera efectos dinámicos (ver Tabla 3.14) y de no ser así tendrá un valor igual a 1.

4.4.2 Desplazamiento de Fluencia del Análisis Pushover

Para calcular los desplazamientos de fluencia mediante las fórmulas propuestas, primero se define la curvatura de fluencia que se va a utilizar.

En la Tabla 4.10 se indica la curvatura de fluencia proveniente del ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura, y en la última columna se muestra los valores del parámetro " η " determinado por la ecuación (4.4), el cual se acerca muy bien a los valores recomendados para muros asimétricos con alas.

Tabla 4.10: Valores del parámetro η

Muro	ϕ_y [1/m]	ε_y [cm/cm]	l_w [m]	η
P5	6.34E-04	0.002	6	1.903
P6	3.44E-04	0.002	12	2.066
P7	3.51E-04	0.002	12	2.104
P11	5.08E-04	0.002	6	1.523
P12	2.58E-04	0.002	12	1.548
P13	2.57E-04	0.002	12	1.545

De acuerdo con lo anterior, se utiliza la curvatura de fluencia proveniente del ajuste tri-lineal dado que corresponde a un valor ya determinado.

En la Tabla 4.11 se muestra los valores de desplazamiento de fluencia determinado por el análisis Pushover (sistema y aislado) y las fórmulas propuestas. La ecuación (2.13) fue calculada con el factor de amplificación igual a 1.

Tabla 4.11: Desplazamiento máximo elástico de techo [cm]

Muro	Análisis Pushover		Fórmulas propuestas		
	Sistema	Aislado	ec. (4.2)	ec. (4.3)	ec. (2.13)
P5	8.6	11.2	17.0	20.6	16.0
P6	8.3	8.3	9.2	11.2	8.7
P7	8.4	8.4	9.4	11.4	8.9
P11	7.0	8.2	13.6	16.5	12.8
P12	6.5	6.3	6.9	8.4	6.5
P13	6.4	6.2	6.9	8.4	6.5

Ya que la carga es aplica en el sentido positivo durante todo el análisis, los muros P5, P6 y P7 siempre están con el ala traccionada y los muros P11, P12 y P13, con el ala comprimida.

De acuerdo con la Tabla 4.11, la ecuación (2.13) es la que más se acerca a los valores determinados por el análisis Pushover, sobre todo en los muros de mayor longitud. Por otro lado, la que presenta un mayor error es la ecuación (4.3). Todos los valores, a excepción de las ecuaciones (4.2) y (2.13) perteneciente a los muros P12 y P13, superan el desplazamiento lateral de diseño en la dirección de análisis (ver Tabla 3.8).

Lo anterior se visualiza mejor en la Figura 4.26, donde los puntos azules corresponden a los desplazamientos de fluencia del análisis Pushover (sistema y aislado) de la Tabla 4.11. Los valores calculados con la ecuación (4.2) y ecuación (2.13), se representan con una línea recta de color negro y una línea segmentada de color gris, respectivamente.

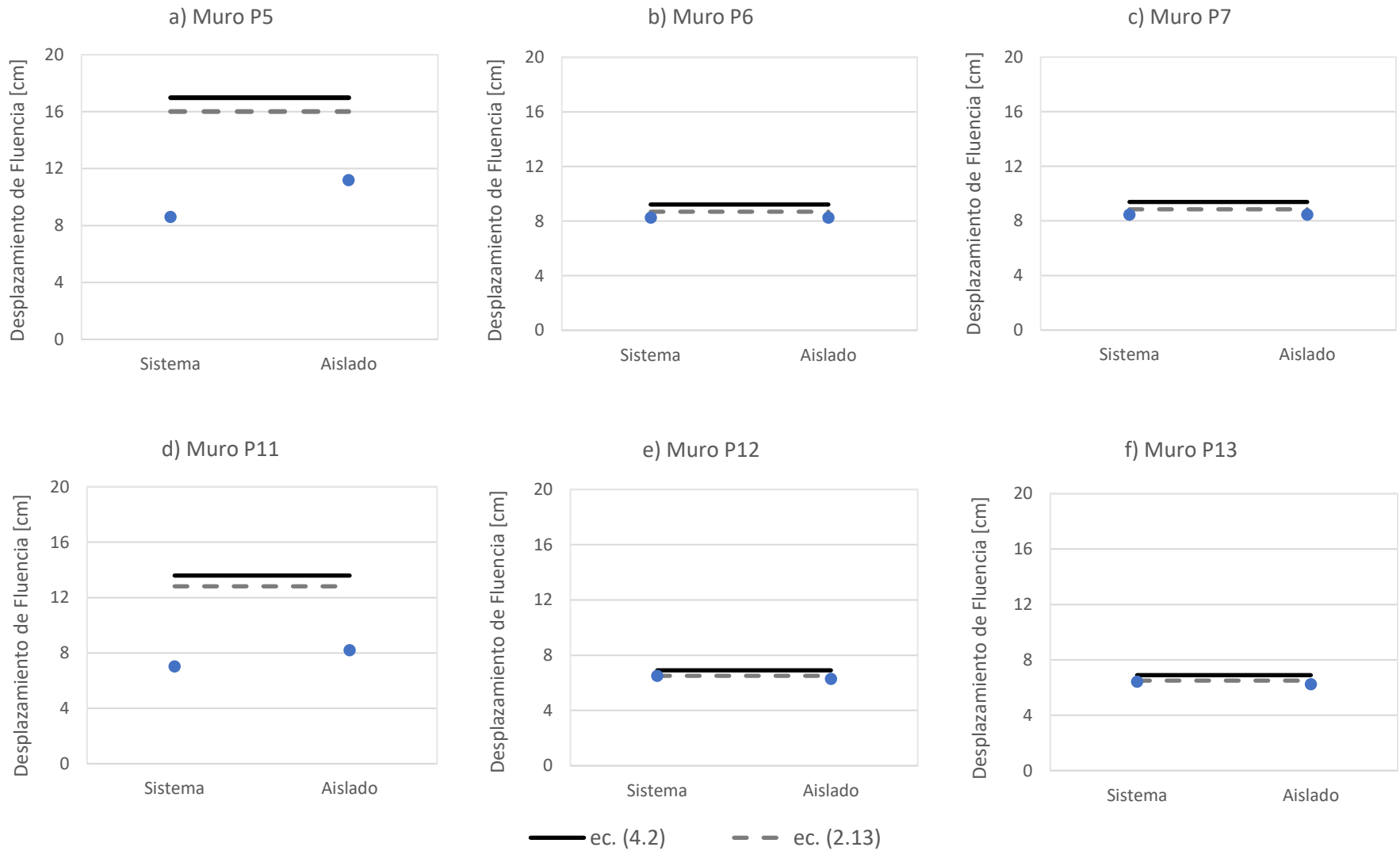


Figura 4.26: Comparación desplazamiento de fluencia Pushover versus expresiones analíticas

4.4.3 Desplazamiento de Fluencia del ANLD

En este caso se calcula el desplazamiento de fluencia mediante las ecuaciones (4.2) y (2.13), luego se comparan con los valores obtenidos del análisis dinámico no-lineal (ANLD), como se muestra en la Tabla 4.12. Dado que la estructura se evalúa en los dos sentidos (AT y AC), la comparación de los valores se hace en el sentido correspondiente. La ecuación (2.13) fue calculada con el factor de amplificación igual a 1.7 de acuerdo con la Tabla 3.14.

Tabla 4.12: Desplazamiento máximo elástico de techo en centímetros determinado mediante ANLD y fórmulas propuestas

Muro	ANLD	Fórmulas propuestas		Sentido	ANLD	Fórmulas propuestas		Sentido	ANLD	Fórmulas propuestas		Sentido
	CHHC	ec. (4.2)	ec. (2.13)		Lolloo	ec. (4.2)	ec. (2.13)		Sylmar	ec. (4.2)	ec. (2.13)	
P5	8.8	17.0	10.5	AT	7.9	13.6	8.4	AC	6.5	13.6	8.4	AC
P6	8.8	9.2	5.7	AT	7.0	6.9	4.3	AC	6.5	6.9	4.3	AC
P7	9.1	9.4	5.8	AT	6.8	6.9	4.3	AC	6.0	6.9	4.3	AC
P11	7.8	13.6	8.4	AC	7.8	13.6	8.4	AC	8.2	17.0	10.5	AT
P12	7.1	6.9	4.3	AC	7.2	6.9	4.3	AC	8.2	9.2	5.7	AT
P13	6.9	6.9	4.3	AC	6.9	6.9	4.3	AC	8.2	9.4	5.8	AT

Conforme a la Tabla 4.12, se observa que en los muros de menor longitud (P5 y P11) los valores calculados mediante la ecuación (2.13) tienen un mejor acercamiento a valores provenientes del ANLD, a diferencia de la ecuación (4.2) el cual constituye una cota superior.

Por otro lado, los valores determinados del ANLD para los muros de mayor longitud, la ecuación (4.2) se ajusta mucho mejor en comparación de la ecuación (2.13), el cual se encuentra en una cota inferior. Se puede observar que los muros P7, P12 y P13 pertenecientes al registro Sylmar se encuentran distanciados aproximadamente como por un centímetro de los valores de la ecuación (4.2).

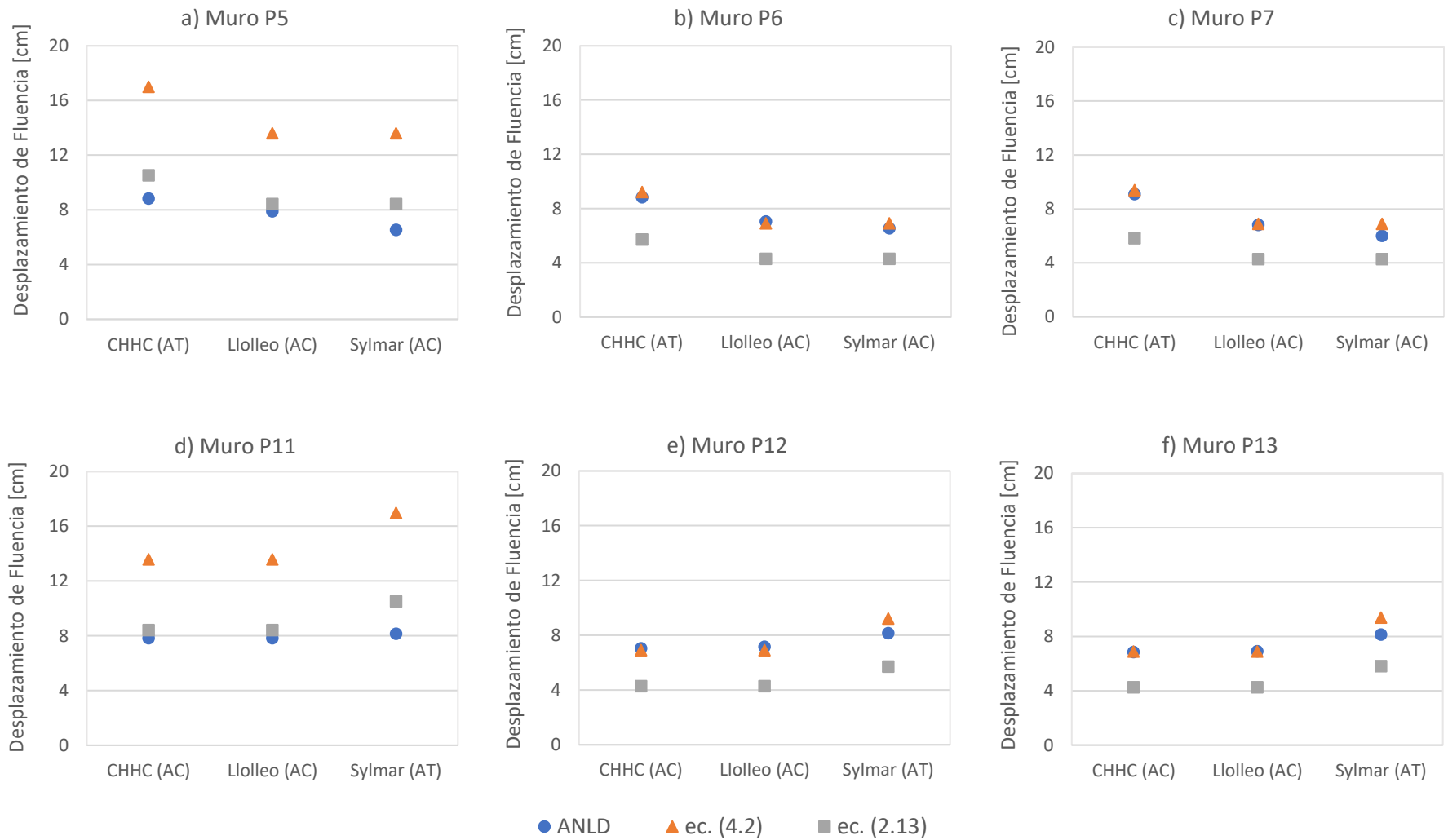


Figura 4.27: Comparación desplazamiento de fluencia ANLD versus expresiones analíticas

4.4.4 Demanda de Curvatura del ANLD

En esta sección se calcula la curvatura de demanda a partir de las expresiones entregadas por el Decreto Supremo N°60 (DS60) [3] y se compara con los valores obtenidos del ANLD. Además, se verifica si la capacidad de curvatura es mayor a los valores calculados.

Las fórmulas que ofrece el DS60 para determinar la curvatura de demanda son las siguientes:

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (4.5)$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (4.6)$$

Para el cálculo se utiliza la curvatura de fluencia del ajuste tri-lineal, el desplazamiento de diseño determinado por el análisis modal (ver Tabla 3.8) en la dirección de análisis, y el desplazamiento de fluencia más conservador perteneciente al análisis Pushover-Sistema, que corresponde al primer muro en alcanzar la fluencia y que resulta ser el más rígido. En la Tabla 4.13 se encuentra los valores de obtenidos del cálculo.

Tabla 4.13: Curvatura de demanda mediante el Decreto Supremo N°60

Muro	l_w [m]	Ajuste tri-lineal	Análisis Pushover-Sistema	Análisis Modal	ec. (4.5)	ec. (4.6)	Sentido
		ϕ_y [1/m]	δ_e [m]	δ_u [m]	ϕ_u [1/m]	ϕ_u [1/m]	
P5	6	6.34E-04	0.0642	0.0724	7.73E-04	7.26E-04	AT
P6	12	3.44E-04	0.0642	0.0724	3.87E-04	3.92E-04	AT
P7	12	3.51E-04	0.0642	0.0724	3.87E-04	3.99E-04	AT
P11	6	5.08E-04	0.0642	0.0724	7.73E-04	5.99E-04	AC
P12	12	2.58E-04	0.0642	0.0724	3.87E-04	3.06E-04	AC
P13	12	2.57E-04	0.0642	0.0724	3.87E-04	3.06E-04	AC

Luego se compara con las demandas de curvatura obtenidas del análisis dinámico (ANLD), el cual corresponde a la máxima curvatura lograda por cada registro (ver Tabla 4.14).

Tabla 4.14: Demanda de curvatura impuesta por los registros sísmicos

Muro	Christchurch		Llolleo		Sylmar	
	ϕ_u [1/m]	Sentido	ϕ_u [1/m]	Sentido	ϕ_u [1/m]	Sentido
P5	8.65E-04	AT	8.25E-04	AC	1.16E-03	AC
P6	4.53E-04	AT	4.87E-04	AC	6.29E-04	AC
P7	4.50E-04	AT	4.95E-04	AC	6.27E-04	AC
P11	8.14E-04	AC	8.82E-04	AT	1.15E-03	AT
P12	4.60E-04	AC	4.86E-04	AT	6.22E-04	AT
P13	4.68E-04	AC	4.69E-04	AT	6.20E-04	AT

Al comparar los resultados, según el sentido correspondiente, se observa claramente que los valores de curvatura de demanda obtenida de las ecuaciones (4.5) y (4.6), son menores a los valores obtenidos del análisis dinámico.

Por otro lado, se vuelve a calcular los valores de curvatura de demanda del DS60, pero considerando el desplazamiento máximo elástico del muro más rígido obtenida de la ecuación (2.13) y para esto sólo se necesita la ecuación (4.6). En la Tabla 4.15 se indica los valores calculados dependiendo del factor dinámico (w_v) y desplazamiento de fluencia (δ_e) utilizado.

Tabla 4.15: Curvatura de demanda considerando la fórmula propuesta por Quintana Gallo (2018) [8]

Muro	Con $w_v = 1$ y $\delta_e = 0.065$ [m]	Con $w_v = 1.7$ y $\delta_e = 0.043$ [m]	Sentido
	ϕ_u [1/m]	ϕ_u [1/m]	
P5	7.17E-04	9.67E-04	AT
P6	3.88E-04	5.20E-04	AT
P7	3.94E-04	5.26E-04	AT
P11	5.91E-04	8.40E-04	AC
P12	3.02E-04	4.33E-04	AC
P13	3.01E-04	4.33E-04	AC

De acuerdo con la tabla anterior, se observa que los valores de la curvatura de demanda cuando no considera efectos dinámicos ($w_v = 1$), no supera los resultados de la Tabla 4.14. En cambio, cuando si se considera ($w_v = 1.7$) existen algunos valores que superan a los resultados del análisis dinámico, entre ellos se encuentra los muros P5, P6, P7 y P11 para el registro Christchurch y los muros P5, P11, P12 y P13 para el registro de Lolleo.

A continuación, en la Figura 4.28 se muestra el porcentaje de excedencia/déficit de la curvatura de demanda de la Tabla 4.15 con respecto a los resultados de la Tabla 4.14.

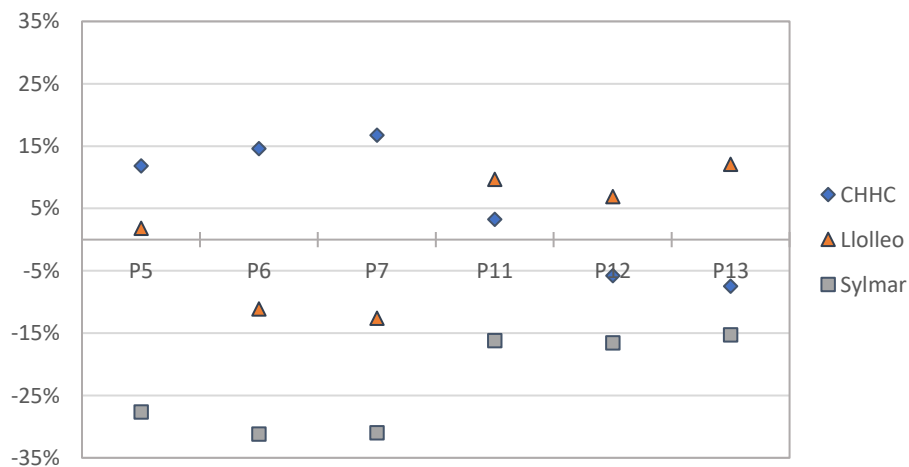


Figura 4.28: Porcentaje de excedencia/déficit

Cabe destacar, que ninguna curvatura de demanda calculada supera los valores alcanzados por el registro Sylmar.

Finalmente, en la Tabla 4.16 se indica la capacidad de curvatura entregado por el programa SAP2000, el cual supera en gran medida a la curvatura de demanda del análisis dinámico. Estos valores se obtuvieron una vez alcanzado el límite de deformación del acero (3%) o del hormigón (8‰).

Tabla 4.16: Capacidad de curvatura

Muro	ϕ_{cap} [1/m]	Sentido
P5	5.40E-03	AT
P6	3.07E-03	AT
P7	3.11E-03	AT
P11	5.11E-03	AC
P12	2.56E-03	AC
P13	2.56E-03	AC

En los siguientes gráficos se presenta la historia momento-curvatura en la base de los muros, por cada registro (CHHC, Lolloe y Sylmar), junto con la curva de momento-curvatura entregada por el programa SAP2000, en el que se indica los límites de deformación y curvatura de demanda de acuerdo con la Tabla 4.13.

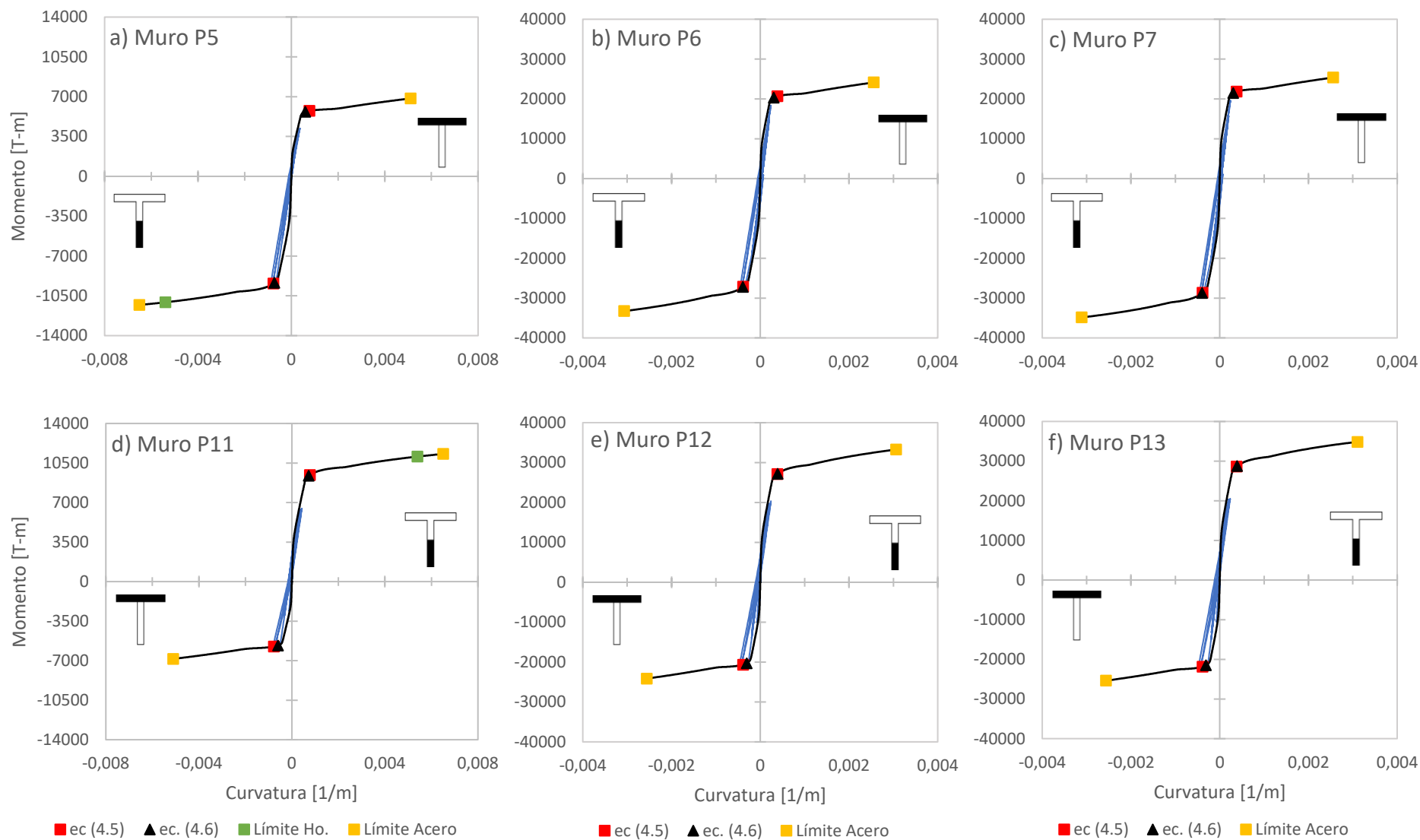


Figura 4.29: Historia Momento-Curvatura para el registro Christchurch 2011

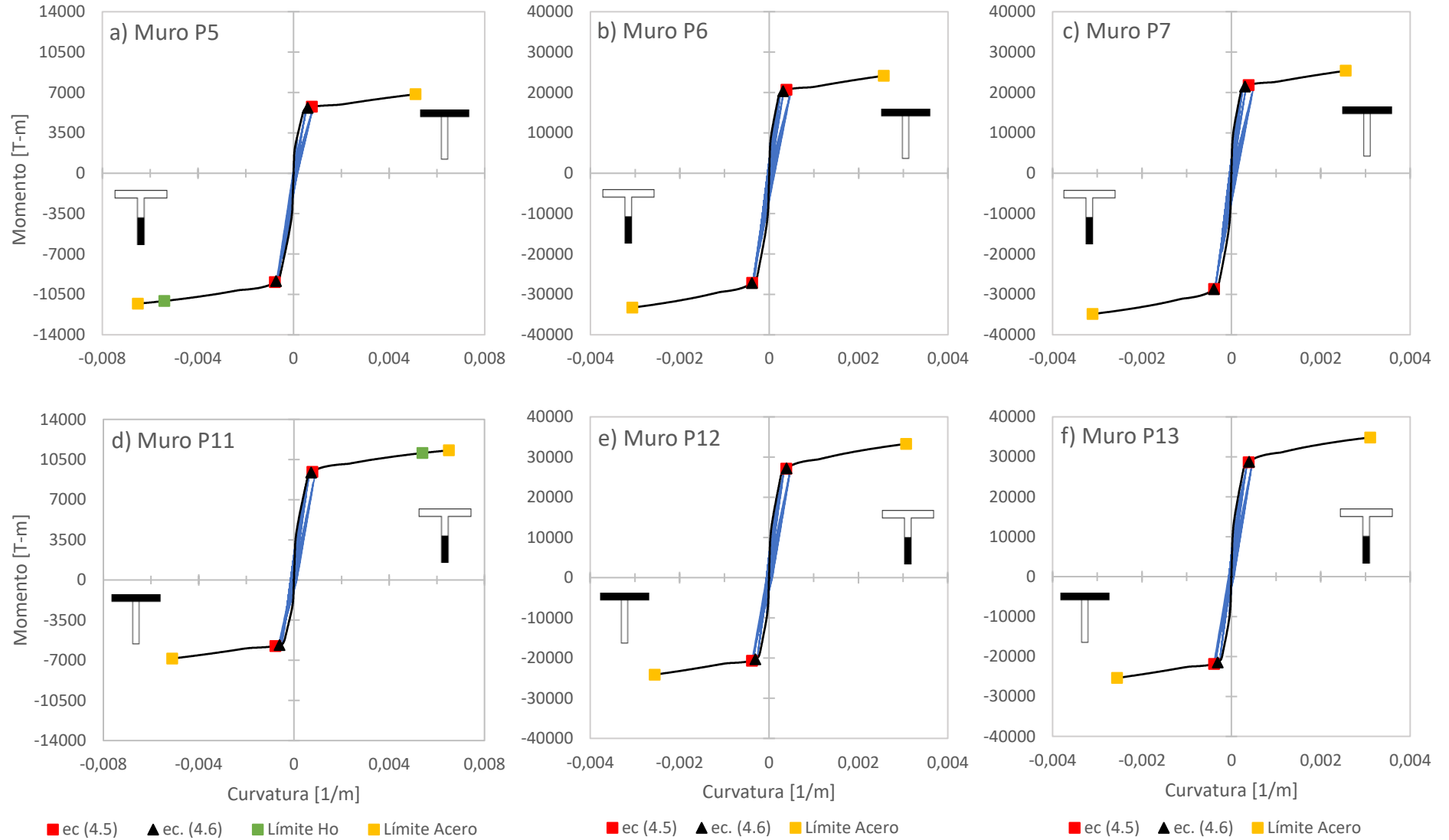


Figura 4.30: Historia Momento-Curvatura para el registro Lolloe 1985

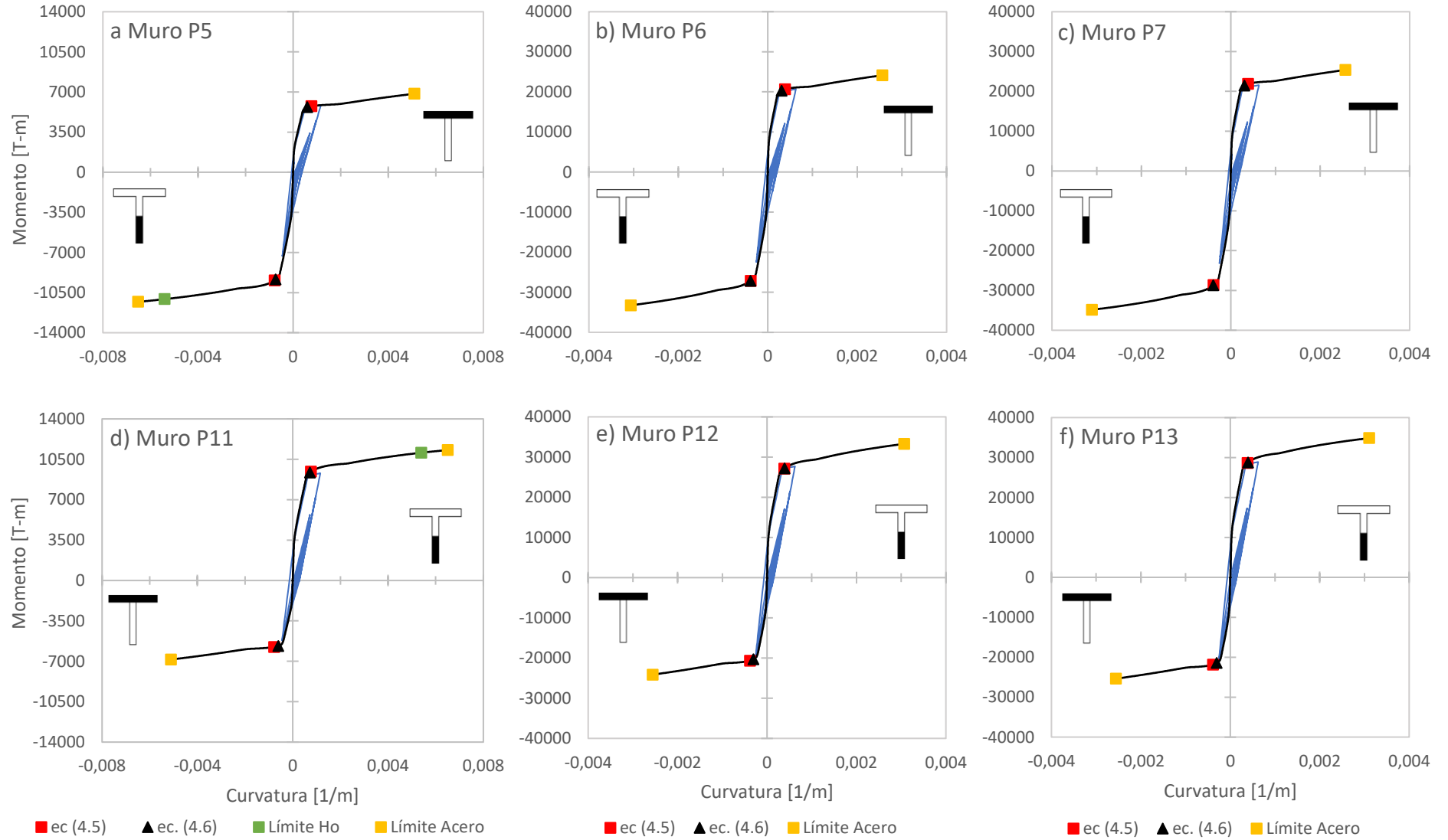


Figura 4.31: Historia Momento-Curvatura para el registro Sylmar 1994

5. Capítulo V: Conclusiones

- La normativa chilena ACI318-08 no cumple con los requerimientos de corte del sistema estudiado, especialmente en los pisos inferiores de los muros de menor longitud. Las disposiciones de corte por capacidad encontradas en el ACI318-19, si bien ofrecen una mejor cobertura, no logra ser suficiente para el terremoto de Northridge (registro Sylmar en 1994), esto quizás puede deberse al delta de tiempo en que fue evaluado el registro, entregando así valores de corte mucho más grandes.
- Dado que los muros son de sección asimétrica, conlleva a que tengan una resistencia distinta dependiendo si ala está traccionada (AT) o comprimida (AC), otorgando así mayores requerimientos de corte y deformaciones inelásticas en un sentido que en el otro. Esto se da mayormente en los muros de menor longitud, dado que son los más flexibles.
- De acuerdo con el análisis estático incremental (Pushover) existe una gran diferencia entre la demanda de corte proveniente de un sistema y el caso aislado, sobre todo para los muros más flexibles (menor longitud) donde el sistema es mayor al del caso aislado. En el caso de los muros de mayor longitud, también existe una gran diferencia en la demanda de corte, pero sólo cuando el ala está comprimida, donde el sistema resulta ser menor al del caso aislado. Una vez que el muro más rígido alcanza la fluencia existe una redistribución en las demandas de corte (Pushover-Sistema).
- El corte al que estarían sometidos los muros de menor longitud dentro del sistema es mucho mayor al corte que experimentaría los muros en el caso aislado, al menos en el análisis Pushover, y en análisis dinámico (ANLD) es la misma tendencia.
- El corte máximo basal determinado por el análisis estático incremental (Pushover) subestima la demanda por corte obtenida del análisis dinámico (ANLD), especialmente en los muros más flexibles.
- Al comparar el desplazamiento máximo elástico de techo obtenido del análisis dinámico con las fórmulas propuestas en la literatura, el que mejor se ajusta a los muros de menor longitud corresponde a la ecuación (2.13) propuesta por Quintana Gallo (2018), y para los muros de mayor longitud la ecuación (4.2) propuesta por Wallace & Moehle (1992). Esto se debe a que de las tres fórmulas revisadas, la propuesta por Quintana Gallo (2018) es la única que considera los efectos dinámicos sobre el desplazamiento de fluencia de los muros, al reducir la altura efectiva de la resultante de fuerzas laterales equivalentes que se produce por dichos efectos.
- Los resultados del análisis no-lineal demuestran que el muro más rígido gobierna ante los demás cuando éste alcanza la fluencia. En otras palabras, cuando el muro más rígido logra fluir, impone su rotación ante los demás (muros flexibles) y fuerza a que alcancen un desplazamiento de fluencia próximo a éste. Por lo tanto, para fines de diseño el desplazamiento máximo elástico del muro más rígido, se considera un valor conservador para el cálculo de curvatura de demanda (DS60) en todos los muros.
- En particular, para el caso estudiado, las fórmulas entregadas por el DS60 no son suficientes para estimar la demanda de curvatura en muros asimétricos, subestima los valores alcanzados y no es conservadora.

- Si bien la fórmula propuesta por Quintana Gallo (2018) representa un avance en comparación con las otras fórmulas revisadas en este trabajo (todas ellas con sentido físico), ésta no entrega resultados conservadores para todos los muros que forman el sistema de muros. En particular, la fórmula no entrega resultados conservadores para los muros más cortos.

6. Referencias

- [1] Alvarez Jimenez, R. (2019), "*Determinación del desplazamiento de fluencia en sistemas de muros de hormigón armado*", Memoria de Título para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Departamento Obras Civiles, Valparaíso, Chile.
- [2] Rubina Lazo, V. (2020), "*Desplazamiento de fluencia de muros de hormigón armado y su relación con el tipo de demanda*", Memoria de Título para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Valparaíso, Valparaíso, Chile.
- [3] Decreto supremo N°60 (2011), *Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado*, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile.
- [4] Priestley, M. J. N., Calvi, J. M., & Kowalsky, M. J. (2007), "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS Press, Pravia, Italy.
- [5] Park, R., & Paulay, T. (1975), "*Reinforced Concrete Structures*", John Wiley & Sons, New York.
- [6] Wallace, J. W., & Moehle, J. P. (1992), "*Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings*", Journal of Structural Engineering 118(6), 1625-1644.
- [7] Massone, L. M., Alfaro, J. I., Ahumada, M., & Rojas, F. (2015), "*Estimación del Desplazamiento Lateral y Curvatura en Muros Esbeltos*", XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA.
- [8] Quintana Gallo, P. (2018), "*Simple estimation of the maximum elastic roof displacement of a slender cantilever RC walls accounting for dynamic effects*", Obras y Proyectos, Vol. 23, 55-62, ISSN 0718-2813.
- [9] Quintana Gallo, P., Bonelli, P., Pampanin, A., & Carr, A. J. (2020), "*Seismic Design of RC Walls in Chile: Observed Damage and Identified Deficiencies after the 2010 Maule Earthquake*", Research Report, Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [10] S. Takahashi, K. Yoshida, T. Ichinose, Y. Sanada, K. Matsumoto, H. Fukuyama, & H. Suwada (2013), "*Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement*", ACI Structural Journal 110(1).
- [11] American Concrete Institute (ACI 318-19), "Building Code Requirements for Structural Concrete", USA, 2019.
- [12] A. J. Carr, Ruaumoko 2D, *Program Dynamic Analysis of 2 - Dimensional in-Elastic Structures*, Christchurch, New Zealand, 2017.
- [13] Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982), "*Earthquake spectra and design*", Engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records, Earthquake Engrg. Res. Inst., Oakland, Calif.

- [14] Shimazaki, K., & Sozen, M. A. (1984), "*Seismic drift of reinforced concrete structures*", Res. Reports, Hazama-Gumi, Tokyo, Japan.
- [15] Paulay, T. (2002), "*A Displacement-Focused Seismic Design of Mixed Building Systems*", Earthquake Spectra, Vol. 18(No. 4), 689-718.
- [16] Priestley, M. J. N. (1998), "*Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design*", Bull. N. Z. Soc. Earthquake Eng. 31 (4), 246–259.
- [17] Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J. (1998), "*Aspects of drift and ductility capacity of rectangular structural walls*", Bull. N. Z. Soc. Earthquake Eng. 31 (2), 73–85.
- [18] Paulay, T., & Priestley, M.J.N. (1992), "*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*", John Wiley & Sons, New York.
- [19] CSI, ETABS v18.1.1, *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, California, USA.
- [20] Instituto Nacional de Normalización, "*Diseño sísmico de Edificios*", Norma Chilena NCh433 Of.1996 Modificada en 2012.
- [21] Instituto Nacional de Normalización, "*Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*", Norma Chilena NCh1537 Of.2009.
- [22] CSI, SAP2000 v23.1.0, *Structural Analysis Program*, California, USA.
- [23] Instituto Nacional de Normalización, "*Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga*", Norma Chilena NCh3171 Of.2010.
- [24] D. Kent y R. Park, "*Flexural Members with Confined Concrete*", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.19, 1971.
- [25] E. Hognestad, "*Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members*", University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin ; no. 399, 1951.
- [26] Saatcioglu, M., & Razvi, S. R., "*Strength and Ductility of Confined Concrete*", Journal of Structural Engineering, ASCE,1992.
- [27] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park, "*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, nº 8, pp. 1804-1826, 1984.
- [28] Presentacion de Quintana Gallo P., "*Demanda de Corte y Capacidad de Desplazamiento de Muros de Hórmigon Armado que Forman un Sistema*", Seminario online sobre Muro de Hórmigon Armado, Ensayo y Diseño, 21 y 28 Julio 2021.
- [29] A. J. Carr, *Ruaumoko Manual Vol.2: User Manual for the 2 - Dimensional Version, Ruaumoko 2D*, Christchurch, New Zeland, 2017.
- [30] Quintana Gallo, P., "*Evaluación Analítica del Daño de un Edificio de Hormigon Armado*", Tesis para el grado de magister en ciencias de la Ingeniería Civil, Universidad Tecnica Federico Santa María, Viña del Mar, 2008.

- [31] A. j. Carr, *Ruamoko Manual Vol. 5: Appendices, Strength and Stiffness Degradation*, Christchurch, New zeland, 2016.
- [32] J. Thomsen, "*Displacement Based Desing of Reinforced Concrete Structural Walls: An experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-shaped Cross - Secctions*", Tesis de Doctorado, Universidad de Clarkson, Nueva York, EE.UU., 1995.

Anexo A - Capítulo III

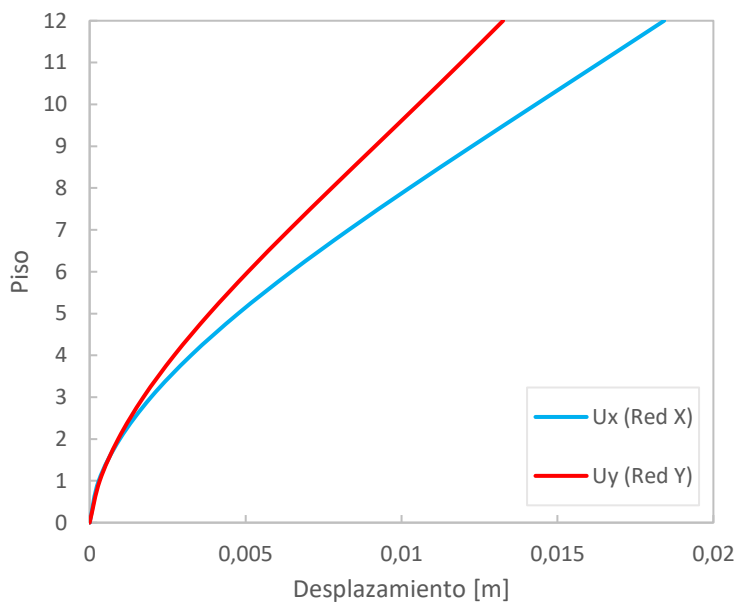


Figura A.1: Desplazamiento máximo por piso en la dirección x e y

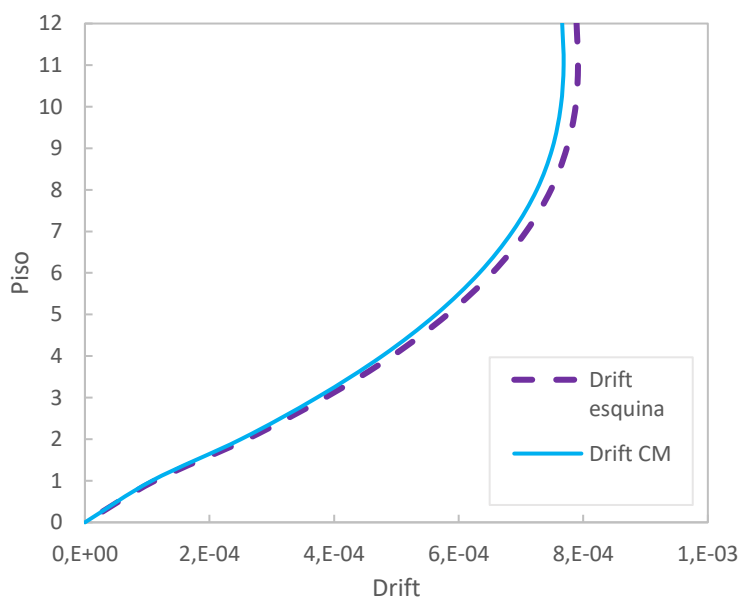


Figura A.2: Drift entre piso medido en la esquina de la planta versus Drift CM, en la dirección x

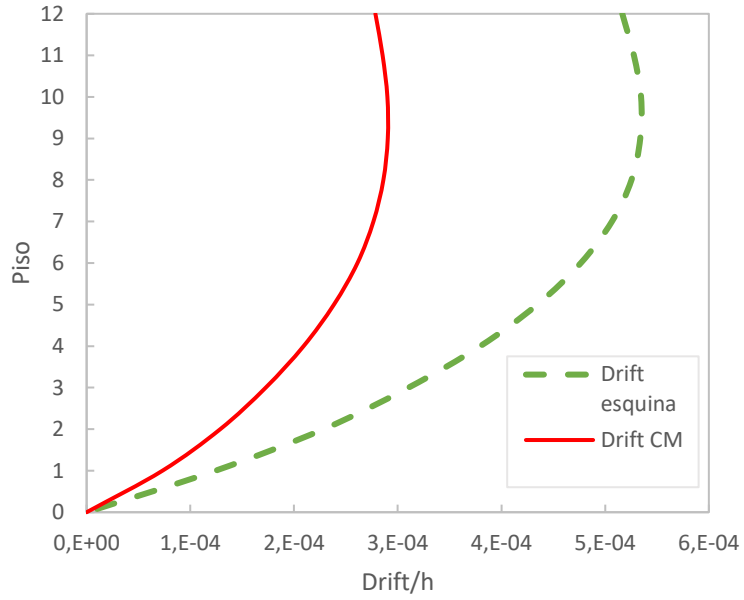


Figura A.3: Drift entrepiso medido en la esquina de la planta versus Drift CM, en la dirección y

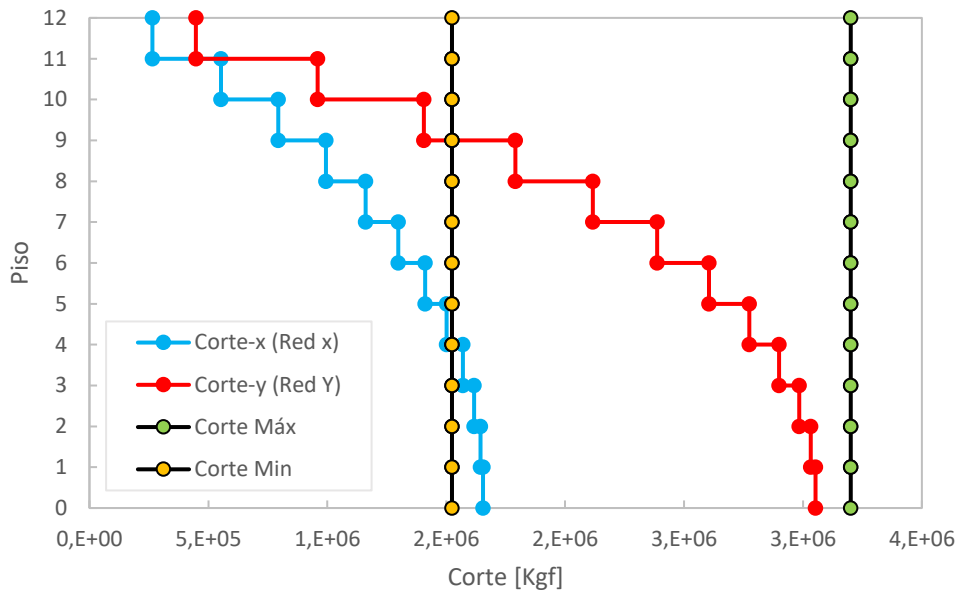


Figura A.4: Corte por piso en la dirección x e y

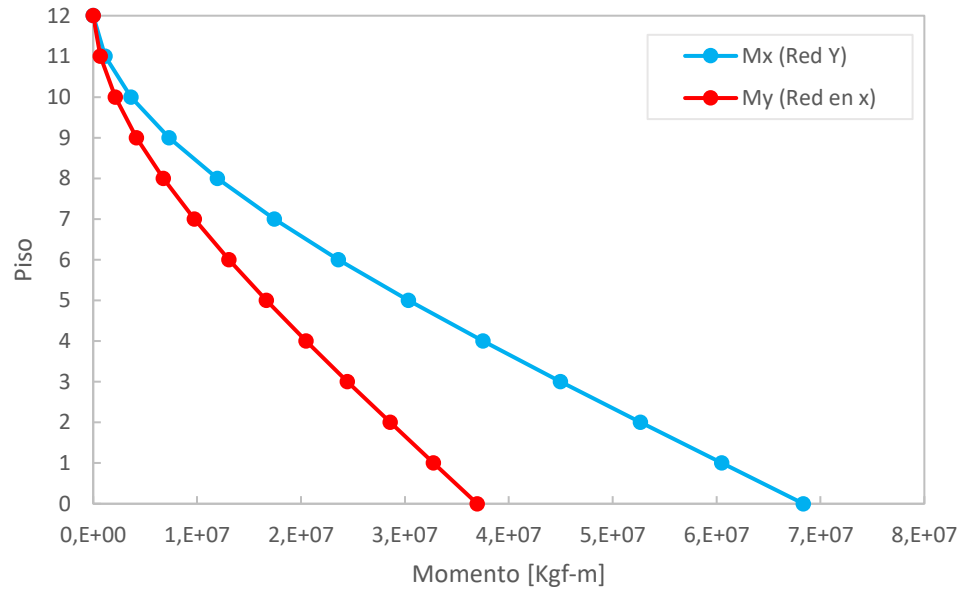


Figura A.5: Momento por piso en la dirección x e y

Anexo B – Capítulo IV

Tabla B.1: Carga axial aplicada al diagrama momento-curvatura

Muro	Carga axial (D+L) [Tonf]
P5/P11	1310.4
P6/P12	2160
P7/P13	2450.7

Tabla B.2: Valores de M_{cc} por muro

Muro	M_{cc} [T - m]
P5/P11	3938
P6/P12	13953
P7/P13	14547

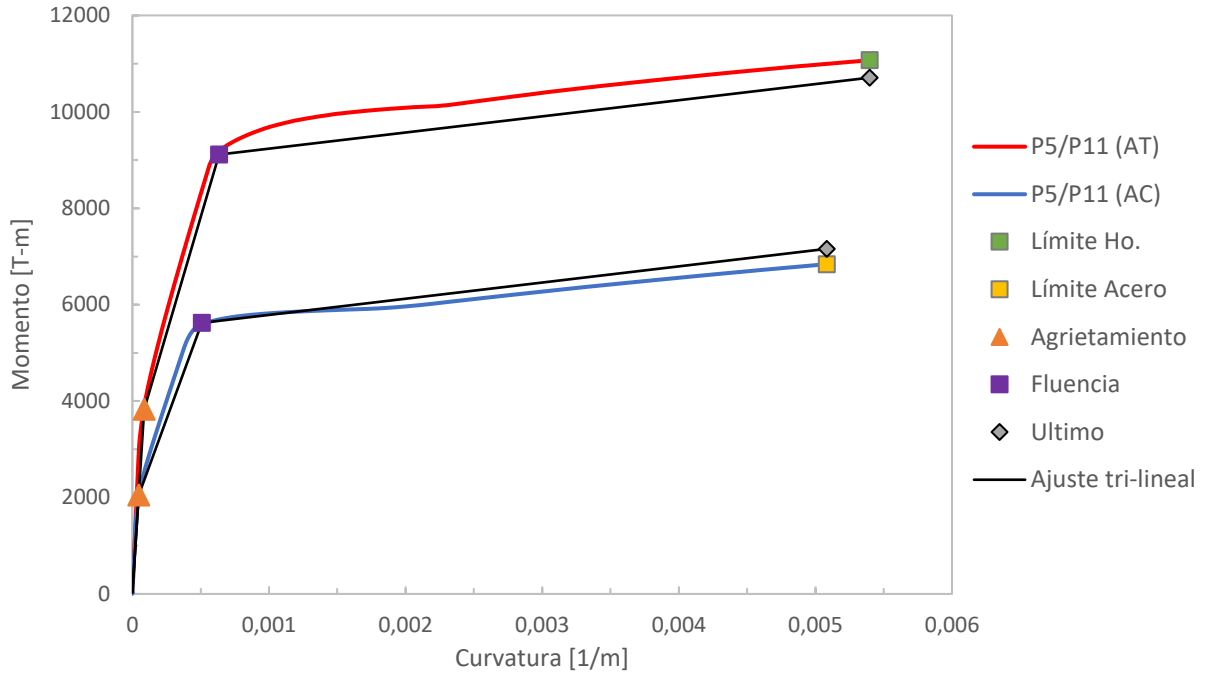


Figura B.1: Ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura para el muro P5 y P11

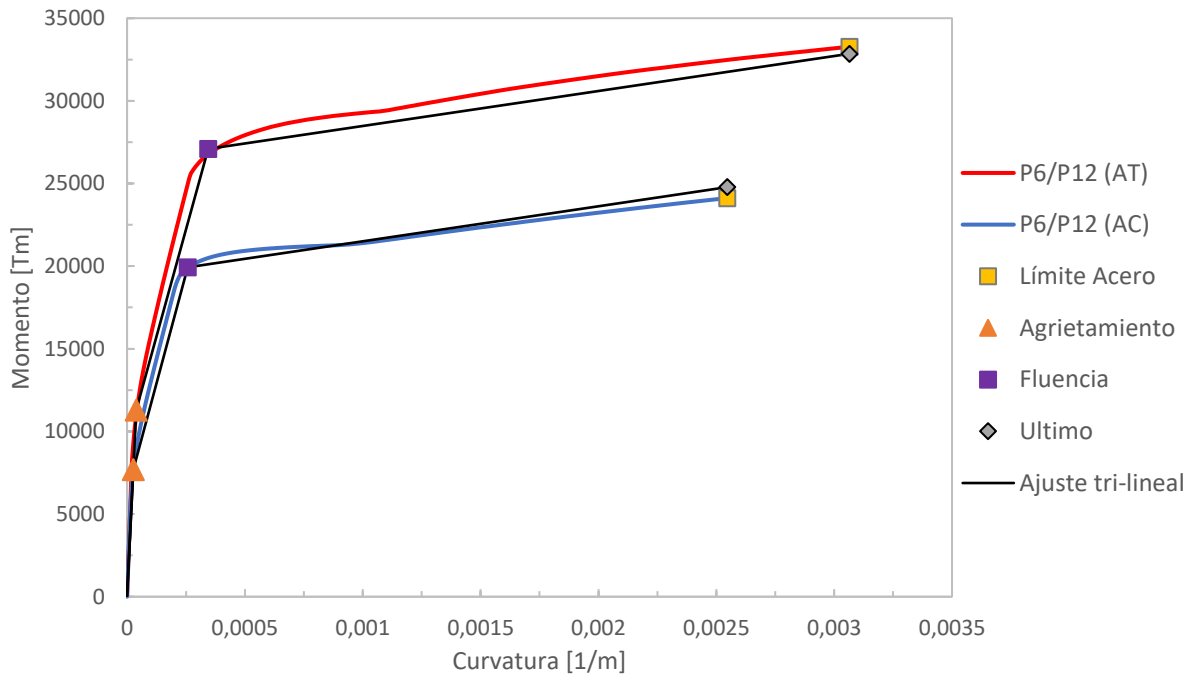


Figura B.2: Ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura para el muro P6 y P12

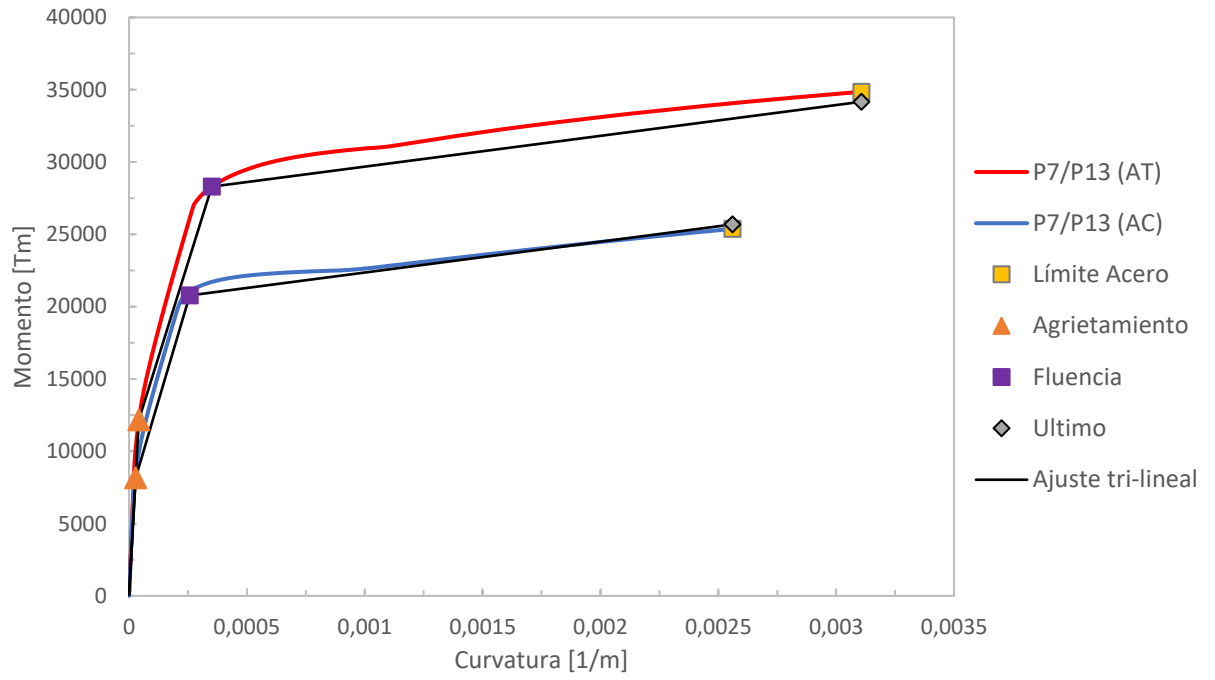


Figura B.3: Ajuste tri-lineal del diagrama momento-curvatura para el muro P7 y P13