

UNIVERSIDAD ADOLFO IBÁÑEZ

TESIS DE MAGÍSTER

Inestabilidad Global en Muros Esbeltos de Hormigón Armado Sometidos A Carga Sísmica

Autor:

Abraham David Medina Frías

Profesor guía:

Pablo Fernando Parra Torres

*Tesis realizada acorde a los requerimientos para el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería
de la*

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Septiembre 2021

UAI

FACULTAD DE
INGENIERÍA Y
CIENCIAS

UNIVERSIDAD ADOLFO IBÁÑEZ

Resumen

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Inestabilidad Global en Muros Esbeltos de Hormigón Armado Sometidos a Carga Sísmica

por Abraham David Medina Frías

Previo al 2010, la falla por inestabilidad global en muros esbeltos de hormigón armado solo se había observado en unos pocos ensayos de laboratorio realizados en muros aislados. Por lo que no representaba una problemática en el diseño de estructuras de hormigón armado. Sin embargo, luego de los terremotos de Chile del 2010 y de Nueva Zelanda del 2011, este tipo de falla se reportó en varios edificios, mostrando que las configuraciones estructurales y espesores de muros actualmente considerados en el diseño pueden, eventualmente, causar problemas similares durante futuros sismos severos. En la presente investigación, se estudia el caso de un edificio de hormigón armado localizado en la ciudad de Concepción, Chile. Este edificio experimentó daño sísmico severo, incluyendo inestabilidad fuera de plano en muros esbeltos, luego del terremoto de Chile del 2010 de 8.8 M_w . Mediante un modelo de elementos finitos tridimensional no lineal del edificio y análisis tiempo respuesta, utilizando el software comercial Perform 3D, se estiman las respuestas globales y locales de la estructura. Se comparan las deformaciones unitarias vertical máximas en los elementos de borde de muros dañados con valores límite requeridos para iniciar el pandeo en muros esbeltos, obtenidos de un enfoque basado en principios básicos de mecánica estructural. Los estudios analíticos llevados a cabo en la presente investigación, considerando especímenes de muros ensayados por otros investigadores, muestran que Perform 3D es capaz de reproducir de manera precisa la respuesta global y local en muros esbeltos sometidos a cargas laterales cíclicas. El análisis llevado a cabo en un edificio chileno muestra que las demandas de deformaciones unitarias verticales son consistentes con las requeridas para iniciar el pandeo de acuerdo con modelos de mecánica simplificada.

Palabras clave: Demandas de deformaciones unitarias verticales, muros de hormigón armado, inestabilidad fuera de plano, simulaciones de elementos finitos.

AGRADECIMIENTOS

Mis agradecimientos a los docentes de la Universidad Adolfo Ibáñez y del Colegio U.E. Santa Joaquina de Vedruna, por los conocimientos adquiridos e influencia a través de ejemplo. También, a mi profesor guía y comité de tesis, cuyas enseñanzas han sido fundamentales para llegar al punto en el que me encuentro.

De la misma manera, mis agradecimientos a toda mi familia y amigos, en especial a mi madre, quien de no ser por su apoyo incondicional nada de esto hubiera sido posible.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Introducción a la Inestabilidad Global en Muros Esbeltos.....	1
1.2	Oportunidad de Investigación	1
1.3	Objetivos de la Investigación	2
1.3.1	Objetivo general	2
1.3.2	Objetivos específicos.....	2
1.4	Metodología	3
1.5	Organización de la Tesis	3
2	ESTADO DEL ARTE DE MECÁNICA DE PANDEO.....	5
2.1	Revisión de Estudios Previos	5
2.2	Evaluación de Teorías de Pandeo Utilizando Ensayos Experimentales.....	13
2.3	Comentarios	13
3	MODELACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS NO LINEALES PARA MUROS ESBELTOS	15
3.1	Introducción	15
3.2	Elemento “Shear Wall”	15
3.3	Elemento “General Wall”	16
3.4	Relación Constitutiva del Hormigón.....	17
3.5	Relación Constitutiva del Acero	20
3.6	Relación Constitutiva de Corte	20
3.7	Degradación Cíclica de Resistencia y Rigidez.....	20
4	EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DE MODELACIÓN NO LINEAL UTILIZANDO ENSAYOS EXPERIMENTALES	22
4.1	Introducción	22
4.2	Muro RW2, Thomsen y Wallace [19]	22
4.2.1	Programa Experimental.....	22
4.2.2	Modelo No lineal Perform 3D.....	25
4.2.3	Relaciones Constitutivas de Materiales.....	26
4.2.4	Comparación de Respuesta Analítica y Experimental	27
4.3	Muro WSH4, Dazio et al. [12]	29
4.3.1	Programa Experimental.....	29
4.3.2	Modelo No lineal Perform 3D.....	33

4.3.3	Relaciones Constitutivas de Materiales.....	34
4.3.4	Comparación Respuesta Analítica y Experimental	35
5	EDIFICIO DE ANÁLISIS	38
5.1	Descripción General.....	38
5.2	Estándares de Diseño y Cargas Consideradas.....	42
5.3	Propiedades Mecánicas de Materiales Nominales y Reales.....	45
5.4	Registro de Movimiento de Suelo.....	47
5.5	Daño Sísmico Reportado Posterior al Terremoto Mw 8.8 del Maule (Chile).....	53
5.6	Modelo No Lineal Perform 3D	60
5.7	Demanda Sísmica desde Análisis Pushover	63
5.8	Demanda Sísmica desde Análisis Dinámico No Lineal	67
5.9	Comentarios	71
6	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	73
6.1	Conclusiones	73
6.2	Futuras Líneas de Investigación.....	76
7	REFERENCIAS	77

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Agrietamiento formado bajo ciclos de tracción y compresión, Chai y Elayer [4].	6
Figura 2.2 – Inestabilidad lateral de elementos de borde de muro previamente fluidos a tracción, obtenido de Parra y Moehle [3].	6
Figura 2.3 – Muro de múltiples pisos con respectivo diagrama de momento en altura, a) Variación de momento despreciable en piso crítico, b) Variación de momento no despreciable en piso crítico, Parra y Moehle [3].	9
Figura 2.4 – Clasificación de la respuesta fuera de plano en muros bajo cargas en plano, Dashti et al [10].	12
Figura 3.1 – Capas de los elementos “Shear Wall” y “General Wall”; a) Primera capa, b) Segunda capa, c) Tercera capa, d) Cuarta capa solo presente en “General Wall”.	17
Figura 3.2 – Modelo YURLX de PERFORM 3D. [13]	18
Figura 3.3 – Definición de Gfc dentro de la relación esfuerzo-deformación del hormigón. [15]	19
Figura 3.4 – Efectos de las distintas opciones del factor de reducción de rigidez. [13]	21
Figura 4.1 – Detalles de armaduras en muro RW2 [19] (1 in. = 25.4 mm).	23
Figura 4.2 – Protocolo de desplazamientos laterales en muro RW2 [19] (1 in. = 25.4 mm).	24
Figura 4.3 – Configuración del ensayo del muro RW2 [19].	24
Figura 4.4 – Muro RW2 [19] modelado en Perform 3D.	25
Figura 4.5 – Relación constitutiva de hormigón modelo Perform 3d del muro RW2.	26
Figura 4.6 – Relación constitutiva del acero de refuerzo modelo Perform 3D del muro RW2.	27
Figura 4.7 – Respuesta estructural global analítica y experimental, muro RW2.	27
Figura 4.8 – Inestabilidad lateral, pandeo fuera de plano RW2. [19]	28
Figura 4.9 – Respuesta estructural local analítica y experimental, muro RW2 (1 in. = 25.4 mm).	29
Figura 4.10 – Dimensiones muro WSH4 ensayado por Dazio et al. [12] (mm).	30
Figura 4.11 – Diseño armadura de refuerzo en muro WSH4 de Dazio et al. [12] (mm).	30
Figura 4.12 – Historial de carga aplicado en los ensayos de Dazio et al. [12].	31
Figura 4.13 – Configuración de los ensayos de Dazio et al. [12].	32
Figura 4.14 – Daño de muro WSH4 luego de LS46 Dazio et al. [12].	32
Figura 4.15– Muro WSH4 [12] modelado en Perform 3D.	33
Figura 4.16 – Relación constitutiva de hormigón modelo Perform 3D del muro WSH4.	34
Figura 4.17– Relación constitutiva del acero de refuerzo modelo Perform 3D del muro WSH4.	35
Figura 4.18 – Respuesta estructural global analítica y experimental, muro WSH4.	36
Figura 4.19 – Respuesta estructural local analítica y experimental, borde norte bajo tracción borde sur bajo compresión muro WSH4.	37
Figura 4.20 – Respuesta estructural local analítica y experimental, borde norte bajo compresión borde sur bajo tracción muro WSH4.	37
Figura 5.1 – Vista frontal de edificio Alto Arauco desde Avenida Los Carrera, Concepción [21].	38
Figura 5.2 – Ubicación de Alto Arauco en Av. Los Carrera, Concepción [21].	39
Figura 5.3 – Plano estructural típico con vista en planta de Alto Arauco.	40
Figura 5.4 – Ubicación de los muros a estudiar en plano estructural de Alto Arauco.	41
Figura 5.5 – Elevación de eje G, niveles inferiores, Alto Arauco.	42

Figura 5.6 – Espectro de pseudo aceleraciones de Nch433. Of. 96 para Alto Arauco, Espectro elástico ($R = 1$) y reducido.	45
Figura 5.7 – Relaciones constitutivas de hormigones usados en modelo Perform 3D de Alto Arauco.	46
Figura 5.8 – Relación constitutiva del acero de refuerzo usado en modelo Perform 3D de Alto Arauco.	46
Figura 5.9 – Aceleraciones de suelo dirección Norte – Sur.	47
Figura 5.10 – Aceleraciones de suelo dirección vertical.	47
Figura 5.11 – Aceleraciones de suelo dirección Este – Oeste.	48
Figura 5.12 – Espectro de respuesta de pseudo aceleraciones.	48
Figura 5.13 – Espectro de respuesta de pseudo velocidades.	49
Figura 5.14 – Espectro de respuesta de desplazamientos.	49
Figura 5.15 – Espectros de pseudo aceleraciones del suelo, espectros de Nch433 y periodos fundamentales.	50
Figura 5.16 – Intensidad de Arias con respecto al tiempo, Dirección Norte – Sur.	51
Figura 5.17 – Intensidad de Arias con respecto al tiempo, Dirección Vertical.	51
Figura 5.18 – Intensidad de Arias con respecto al tiempo, Dirección Este – Oeste.	51
Figura 5.19 – Aceleraciones de suelo dirección Norte – Sur con intervalos de mayores liberaciones de energía.	52
Figura 5.20 – Aceleraciones de suelo dirección Vertical con intervalos de mayores liberaciones de energía.	52
Figura 5.21 – Aceleraciones de suelo dirección Este – Oeste con intervalos de mayores liberaciones de energía.	53
Figura 5.22 – Daño exterior cara sur reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco [21].	54
Figura 5.23 – Daño exterior cara norte reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco [21].	55
Figura 5.24 – Daño estacionamientos reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco [21].	55
Figura 5.25 – Daño salientes de sector oriente y poniente, reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco, a) sector oriente b) sector poniente [21].	56
Figura 5.26 – Daño reportado en losas luego del terremoto de 2010 de Alto Arauco [21].	57
Figura 5.27 – Daño de muros eje G primer luego del terremoto de 2010 de Alto Arauco, a) sector poniente b) sector oriente [21].	58
Figura 5.28 – Pandeo fuera de plano en muros de Alto Arauco (eje G, segundo piso); a) Muro ubicado en ala poniente, b) Muro ubicado en ala oriente [21].	58
Figura 5.29 – Daño observado en elementos no estructurales en edificio Alto Arauco; a) Tabiquería divisora pandeada, b) desprendimiento de terminación de cerámica [21].	59
Figura 5.30 – Vista tridimensional, modelo de Alto Arauco en Perform 3D.	61
Figura 5.31 – Elevación eje G, modelo edificio Alto Arauco en Perform 3D.	62
Figura 5.32 – Curva de pushover edificio Alto Arauco dirección Este: (a) Coeficiente de corte basal (b) Formato ADRS.	64
Figura 5.33 – Curva de pushover edificio Alto Arauco dirección Oeste: (a) Coeficiente de corte basal (b) Formato ADRS.	65
Figura 5.34 – Deformación unitaria vertical en borde muro G7, segundo piso, análisis pushover.	66
Figura 5.35 – Deformación unitaria vertical en borde de muro G13, segundo piso, análisis pushover.	67

Figura 5.36 – Desplazamientos máximos dirección Norte – Sur.	68
Figura 5.37 – Desplazamientos máximos dirección Este - Oeste.	68
Figura 5.38 – Drift de techo versus tiempo, dirección Norte – Sur.....	69
Figura 5.39 – Drift de techo versus tiempo, dirección Este – Oeste.	69
Figura 5.40 – Deformaciones unitarias versus tiempo, borde de alma muro G7, segundo piso.	70
Figura 5.41 – Deformaciones unitarias versus tiempo, borde de alma muro G13, segundo piso.	70

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 – Comparación de resultados de ensayos experimentales con teoría de la mecánica simplificada.	13
Tabla 3.1 – Parámetros de la relación constitutiva de hormigón. [14].....	18
Tabla 3.2 – Factores de disipación de energía recomendados del hormigón bajo cargas cíclicas. [14]	21
Tabla 4.1 – Propiedades mecánicas de materiales para modelo PERFORM 3D muro RW2.	26
Tabla 4.2– Propiedades mecánicas de materiales para modelo PERFORM 3D muroWSH4.....	34
Tabla 5.1 – Cargas consideradas en modelo Perform 3D de Alto Arauco.....	43
Tabla 5.2 – Propiedades dependientes de la dirección, Alto Arauco.	45
Tabla 5.3 – Resumen de daños reportados de Alto Arauco posterior al terremoto de 2010 [21].	60
Tabla 5.4 – Análisis modal edificio Alto Arauco en Perform 3D.....	63
Tabla 5.5 – Sobre resistencia estimada para edificio Alto Arauco.....	65

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción a la Inestabilidad Global en Muros Esbeltos

Previo al año 2010, la falla de muros esbeltos de hormigón armado producto de inestabilidad global (también llamada pandeo fuera de plano) solo se había reportado en algunos ensayos de laboratorio, pero nunca en una estructura real. Fue posterior a los terremotos del año 2010 en Chile y 2011 en Nueva Zelanda, luego de que se presentara este tipo de falla en estructuras reales, que los aspectos prácticos del pandeo inelástico fuera del plano en muros esbeltos de hormigón armado tomaron interés como tópico de estudio debido al riesgo potencial que ahora debe ser considerado en el proceso de diseño estructural, de acuerdo con Parra [1].

Durante un largo tiempo los muros estructurales de hormigón armado eran construidos con elementos de borde de espesor mayor respecto al alma del muro, lo cual prevenía la inestabilidad global bajo cargas sísmicas. Actualmente, es común encontrar muros estructurales que son construidos con una sección rectangular simple, o con rectángulos interconectados, produciendo elementos de borde delgados. Los espesores de muros, b , estructurales se encuentran comúnmente entre los 100 y 200mm, lo que lleva a una razón de esbeltez entre piso de $h_u/b=16$ o mayor, donde h_u es la altura entre piso, lo cual favorece a la inestabilidad global haciéndolos susceptibles al pandeo fuera del plano.

Tal como se discute en secciones posteriores, los bordes de un muro bajo el efecto de cargas sísmicas se encuentran sujetos a múltiples ciclos de tensión y compresión que, dependiendo de la esbeltez del elemento de borde del muro y su deformación unitaria máxima por tensión, puede resultar en fluencia de la armadura vertical en bordes de muro, causando grietas lo cual conduce a una sección transversal reducida e irregular. El cierre de las grietas al momento de invertir la carga puede requerir que dicha armadura fluya en compresión lo cual, en un muro con doble malla de refuerzos, puede causar que una malla fluya antes que la otra causando una curvatura fuera del plano y una tendencia al pandeo global. Muros con malla simple de refuerzo son más susceptibles a la inestabilidad global debido a que la curvatura fuera del plano puede desarrollarse sin que los refuerzos longitudinales fluyan [1].

1.2 Oportunidad de Investigación

La primera teoría de pandeo de muros esbeltos de hormigón armado fue desarrollada y publicada el año 1993 por Paulay y Priestley [2]. Desde esa fecha diversos investigadores han propuestos desarrollos alternativos u mejoras a lo propuesto por Paulay y Priestley (Parra y Moehle [3], Chai y Elayer [4], entre otros). Estas teorías han sido evaluadas utilizando ensayos experimentales conducidos en muros aislados u elementos de borde aislados. Sin embargo, a la fecha no existen mediciones reales de deformación en bordes de muro durante

sismos severos que permitan validar la aplicabilidad de dichos modelos simplificados. Adicionalmente, tampoco hay disponibles estudios analíticos de edificios reales donde se ha reportado este tipo de falla, estudios que consideren una modelación no lineal completa en elementos finitos del edificio completo.

En este proyecto de investigación, se realiza un estudio analítico profundo de un edificio habitacional de hormigón armado de veinte pisos, ubicado en la ciudad de Concepción, severamente dañado durante el terremoto de M_w 8.8 de Chile del año 2010. Este edificio experimentó pandeo fuera del plano en dos muros ubicados en el segundo piso. Mediante modelación no lineal en elementos finitos, utilizando Perform 3D, se estiman las demandas sísmicas globales y locales, con lo cual se evalúa una de las teorías simplificadas de pandeo disponibles en la literatura (Parra y Moehle [3]) en su capacidad de predecir el inicio del pandeo global de muros esbeltos dadas las demandas estimadas a partir del modelo de elementos finitos. Esta investigación contribuye al estado del arte del estudio de fenómenos de pandeo inelástico en muros esbeltos de hormigón armado sujetos a cargas sísmicas.

1.3 Objetivos de la Investigación

1.3.1 Objetivo general

Evaluar la teoría de inestabilidad global de muros de hormigón armado sometidos a carga sísmica de Parra y Moehle [3], en cuanto a su capacidad de predecir el pandeo fuera del plano de muros que experimentaron este tipo de falla durante sismos severos, utilizando las demandas sísmicas estimadas a partir de un modelo de elementos finitos no lineales del edificio completo.

1.3.2 Objetivos específicos

- Desarrollar un enfoque de modelado en Perform 3D capaz de reproducir la respuesta estructural local y global de muros esbeltos de hormigón armado ensayados en laboratorio.
- Desarrollar un modelo de elementos finitos en Perform 3D representativo de un edificio real que experimentó pandeo fuera del plano de muros esbeltos durante un sismo severo.
- Análisis del comportamiento sísmico de muros de hormigón armado de edificio real ubicado en Concepción, Chile utilizando un registro de aceleraciones

sísmicas medido durante sismo severo en una estación cercana a ubicación del edificio.

- Evaluar las demandas de deformación locales en bordes de muro obtenidas en Perform 3D y compararlas con los valores requeridos por la teoría de pandeo considerada en esta investigación.

1.4 Metodología

Como plataforma de análisis estructural se utiliza el software comercial Perform 3D, ampliamente utilizado en análisis no lineal y evaluación del desempeño sísmico en edificios de hormigón armado tanto en investigación como en la industria.

Para la calibración y validez del enfoque de modelado del edificio real junto con los supuestos considerados, se reproducen ensayos experimentales disponibles en la literatura utilizando modelos de elementos finitos no lineales tipo shell en Perform 3D, para asegurar una adecuada descripción del comportamiento estructural del sistema.

Se realiza un modelo computacional en Perform 3D de elementos finitos no lineales con el que se simulan los efectos del terremoto M_w 8.8 de Chile del 2010 en un edificio habitacional de hormigón armado localizado en Concepción (Chile). Se ejecuta un análisis de respuesta en el tiempo utilizando un registro de aceleraciones medido en las cercanías del edificio durante el terremoto previamente mencionado. El edificio corresponde a una estructura de muros esbeltos de hormigón armado de veinte pisos y un nivel subterráneo. Este edificio sufrió daños muy severos durante el terremoto del año 2010 presentando falla por inestabilidad global en varios de sus muros, siendo demolido con posterioridad a éste.

Finalmente, se evalúa la teoría de pandeo de Parra y Moehle [3] en cuanto a su capacidad de predecir la falla por inestabilidad global en los muros pandeados del edificio en estudio, considerando las demandas estimadas a partir del modelo de elementos finitos. Algunas recomendaciones son incorporadas para estimar de mejor manera las demandas a partir de estos modelos computacionales de amplio uso en la actualidad.

1.5 Organización de la Tesis

El capítulo 1 introduce la teoría de la inestabilidad global en muros esbeltos de hormigón armado en conjunto con los objetivos y metodología de la investigación.

El capítulo 2 presenta una revisión de estudios previos disponibles en la literatura, y una evaluación de diversas teorías de pandeo utilizando ensayos experimentales desarrollados por otros investigadores.

El capítulo 3 se enfoca en el uso de Perform 3D como herramienta de análisis estructural no lineal.

En el capítulo 4 se calibran los parámetros de modelos no lineales Perform 3D utilizando como referencia la respuesta local y global medida en ensayos de laboratorio de muros esbeltos de hormigón armado ejecutados por varios investigadores. Estos parámetros son posteriormente utilizados en la modelación del edificio de estudio.

El capítulo 5 presenta una descripción general del edificio de estudio, sus estándares de diseño y materiales nominales, así como también lo relativo a la modelación no lineal en Perform 3D junto a los principales resultados obtenidos de dicha modelación. En este capítulo se evalúa la bondad de la teoría de pandeo de Parra y Moehle [3] en cuanto a la predicción del modo de falla por inestabilidad global en ciertos muros observado posterior al terremoto del año 2010.

Finalmente se presentan las conclusiones de la investigación, recomendaciones para futuras líneas de investigación y las referencias bibliográficas.

2 ESTADO DEL ARTE DE MECÁNICA DE PANDEO

2.1 Revisión de Estudios Previos

Paulay y Priestley [2] postularon que la principal causa de la inestabilidad en los elementos de borde de los muros de hormigón armado eran las deformaciones unitarias verticales en tracción impuestas por desplazamientos procedentes de cargas cíclicas, en lugar de excesivas demandas de compresión. Las cargas sísmicas pueden producir en los muros grandes demandas de curvatura, que a su vez producen importantes deformaciones unitarias de tracción en los refuerzos verticales situados cerca de los bordes, lo cual causa agrietamiento a lo largo de la sección transversal del muro. Si la demanda de deformación vertical en el borde de muro es pequeña, la amplitud de las grietas será pequeña, y al reverso de carga cuando el borde se comprime, las grietas se cerrarán manteniendo el muro estable. En caso contrario, si se producen deformaciones unitarias de tracción importantes en el borde muro, se producen por ende grietas de mayor amplitud lo que puede dar inicio a la inestabilidad lateral al momento de reversar la carga dado que al comprimirse el borde muro la fuerza será únicamente soportada por la armadura vertical de refuerzo.

Adicionalmente, Paulay y Priestley [2] desarrollaron un modelo teórico para la predicción del inicio del pandeo fuera de plano en muros esbeltos de hormigón armado, basándose en consideraciones fundamentales del comportamiento estructural, modelo que fue comparado con resultados de un programa experimental. El modelo propuesto mostró resultados satisfactorios en cuanto a su capacidad de estimar las condiciones de inicio del pandeo fuera del plano en muros esbeltos bajo condiciones ideales de laboratorio. El trabajo de Parra y Moehle [3], el cual es utilizado en la presente investigación, se basa en los primeros desarrollos conceptuales elaborados por Paulay y Priestley [2].

Chai y Elayer [4] elaboraron un modelo para la predicción de la deformación unitaria máxima bajo tracción requerida para el inicio de la inestabilidad lateral previo al reverso de cargas, en donde visualizan a los elementos de bordes de los muros como columnas idealizadas, es decir, los esfuerzos de tracción y compresión en conjunto con los desplazamientos laterales impuestos por cargas sísmicas son resistidos solo por los elementos de borde del muro sin ayuda del alma del muro. Este modelo se basa en el comportamiento de columnas de hormigón armado utilizando como base el modelo de Paulay y Priestley [2]. Para el testeo de la teoría desarrollada, Chai y Elayer [4] condujeron un conjunto de ensayos de columnas de hormigón armado sometidas a cargas cíclicas de tracción y compresión. Ensayaron 14 especímenes con ciclos de tracción y compresión incrementales hasta alcanzar una falla por pandeo. Chai y Elayer observaron la influencia de las deformaciones unitarias máximas experimentadas previo al reverso de cargas, concluyendo que este parámetro es fundamental en la predicción del inicio de pandeo bajo cargas cíclicas. Finalmente los

ensayos de laboratorio conducidos por Chai y Elayer [4] mostraron que su modelo al ser comparado con el de Paulay y Priestley [2] arroja predicciones similares para columnas con una relación de altura-espesor menor a 7.

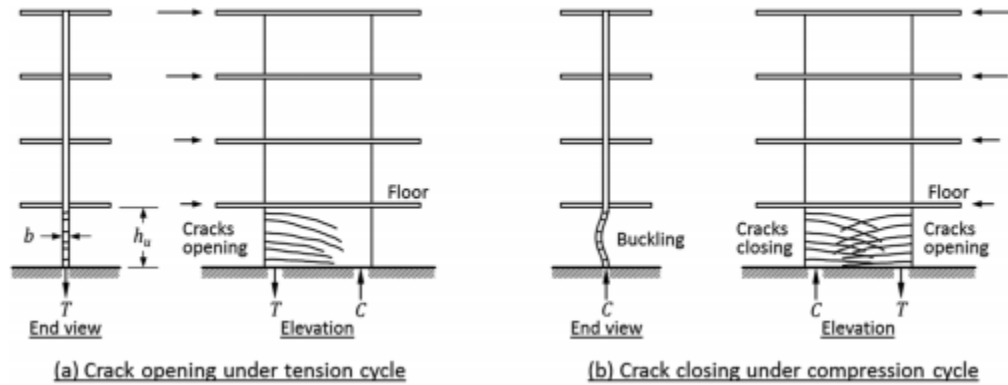


Figura 2.1 – Agrietamiento formado bajo ciclos de tracción y compresión, Chai y Elayer [4].

Posteriormente, luego de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011, Parra y Moehle [3] propusieron, basándose en los modelos de Paulay y Priestley [2] y Chai y Elayer [4] un modelo modificado y simplificado de la deformación unitaria máxima en tracción requerida para el inicio del pandeo lateral fuera de plano.

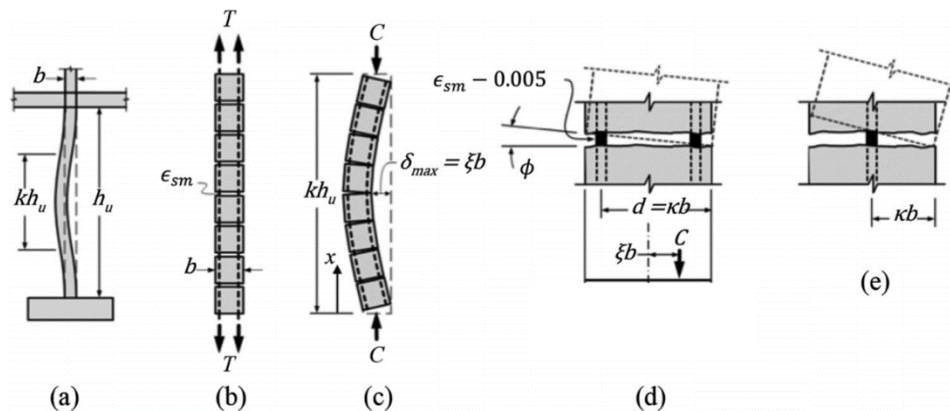


Figura 2.2 – Inestabilidad lateral de elementos de borde de muro previamente fluidos a tracción, obtenido de Parra y Moehle [3].

La mecánica simplificada se obtiene de la Figura 2.2 siguiendo los conceptos de Paulay y Priestley [2], la altura libre en la que se contiene el pandeo lateral se muestra en la Figura 2.2 (a) (normalmente corresponde a la altura de entrepiso de un edificio típico), en la Figura 2.2 (b) se asume que el borde del muro es sujeto a una deformación unitaria a tracción lo suficientemente grande para que el refuerzo longitudinal fluya en tracción y el cierre de las grietas en el hormigón solo pueda ocurrir con el refuerzo longitudinal fluyendo a compresión (Figura 2.2 (c) y (d)). La Figura 2.2 (e) muestra como los muros con malla simple de refuerzo longitudinal son más propensos al pandeo fuera de plano.

Siguiendo el mismo enfoque de Chai y Elayer [4], en donde la deformada de la zona pandeada sigue una función sinusoidal, la curvatura máxima a la mitad de la altura se puede tomar como:

$$\phi_{max} = \delta_{max} \left(\frac{\pi}{kh_u} \right)^2 \quad 2.1$$

En donde k es el coeficiente de pandeo (Normalmente 0.5 en casos típicos de edificios) y h_u sería la altura entrepiso. Haciendo uso de la relación de la Figura 2.2 (c) en donde el desplazamiento lateral máximo se define como $\delta_{max} = \xi b$ la ecuación 2.1 se convierte en:

$$\delta_{max} = \xi b = \phi_{max} \left(\frac{kh_u}{\pi} \right)^2 \quad 2.2$$

En muros con dos mallas de refuerzo longitudinal, la curvatura máxima ϕ_{max} puede ser estimada a partir de la configuración deformada mostrada en la Figura 2.2 (d). Parra y Moehle [3] asumen que si una malla del refuerzo longitudinal fluye en compresión al momento de cierre de grietas antes que la otra (lo cual puede ocurrir por cualquier asimetría causada durante el proceso constructivo o por diferencias en propiedades de materiales) se tendrá una curvatura definida por la deformación residual presente en una de las mallas, ε_r , la cual puede ser estimada en forma simplificada a través de $\varepsilon_r = \varepsilon_{sm} - f_{sm}/E_s - \varepsilon_y \approx \varepsilon_{sm} - 0.005$, en donde ε_{sm} es la deformación unitaria vertical máxima en tracción previo al cierre de grietas. Por tanto, se tiene que:

$$\phi_{max} = \frac{\varepsilon_r}{d} = \frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{d} \quad 2.3$$

La deformación fuera del plano del muro origina un momento de segundo orden de magnitud $C \times \xi b$ donde C es la fuerza de compresión vertical en el borde de muro. Si el muro es capaz de resistir este momento de segundo orden, se produce el cierre de las grietas y el muro será estable. En caso contrario el muro pandeará fuera de plano.

Paulay y Priestley [2], derivaron una ecuación para el valor crítico del desplazamiento fuera de plano $\delta_{cr} = \xi_{cr} b$ en donde ξ_{cr} está dado por:

$$\xi_{cr} = 0.5 \left(1 + \frac{2m}{0.85} - \sqrt{\left(\frac{2m}{0.85} \right)^2 + \frac{4m}{0.85}} \right) \quad 2.4$$

Alternativamente, Parra y Moehle [5] proponen la siguiente expresión:

$$\xi_{cr} = 0.3(1 - 1.5m) \quad 2.5$$

En donde $m = \rho f_y / f'_c$ es la cuantía mecánica de refuerzo.

Manipulación algebraica de las expresiones anteriores permiten obtener la relación de esbeltez crítica (o más bien su inverso) como se indica:

$$\frac{b_{cr}}{kh_u} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\epsilon_{sm} - 0.005}{\kappa \xi}} \quad 2.6$$

Esta expresión marca la esbeltez límite para la cual el muro comenzará a experimentar inestabilidad fuera del plano, dada una estimación de la demanda sísmica definida por el parámetro ϵ_{sm} , que corresponde a la máxima deformación unitaria de tracción en el borde de muro.

Parra y Moehle [6], para evaluar esta teoría simplificada la compararon con el daño observado en dos edificios luego del terremoto de Chile del 2010, en donde algunos muros mostraron pandeo fuera del plano. Ellos elaboraron un modelo no lineal en Perform 3D de los muros pandeados en forma aislada, como una simplificación de análisis, para examinar la respuesta local ante el sismo mediante análisis estático no lineal (pushover). A partir de estos análisis concluyeron que el pandeo lateral es una falla secundaria que ocurre luego del aplastamiento del hormigón del muro dejando así una sección transversal reducida e irregular.

Adicionalmente, Parra y Moehle [3] estudiaron el efecto de la carga axial en el inicio de la inestabilidad lateral, a través de un modelo de columna simplificado en el software OpenSees. Este modelo permitió estudiar el efecto de un gradiente de carga axial en la altura del elemento de borde en el inicio del pandeo, caso típicamente encontrado en muros de pisos de doble altura, en donde el gradiente de momento en la altura del piso (y por ende el gradiente de carga vertical en el borde de muro) no se puede despreciar, La Figura 2.3 esquematiza este caso de análisis.

Los modelos de OpenSees Parra y Moehle [3] mostraron que esta variación de momento (o de carga axial en el elemento de borde) incrementa la deformación unitaria a tracción requerida para el inicio de la inestabilidad lateral, además de modificar la forma pandeada, moviendo el punto de máximo desplazamiento fuera del plano hacia la base a medida que el gradiente de carga axial aumenta.

Sin embargo, en edificios de múltiples pisos con altura típica de entrepiso del orden de 3m, es razonable estimar el inicio de la inestabilidad lateral sin considerar la variación de esfuerzos axiales en la altura del piso crítico, debido a que el gradiente de momento volcante es despreciable al no existir pisos de doble altura. [5]

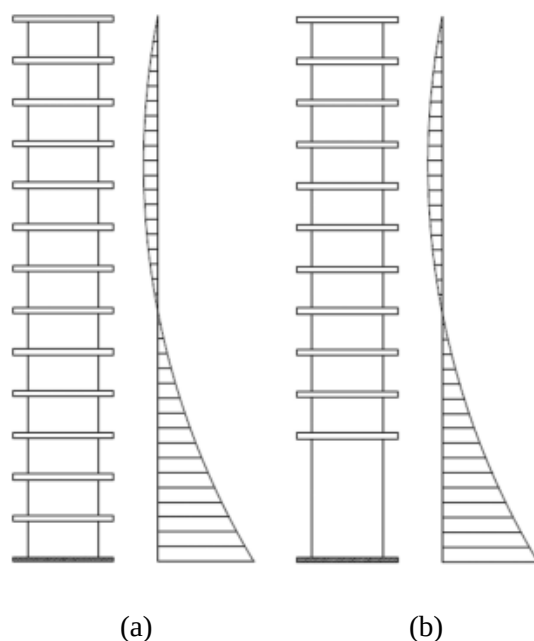


Figura 2.3 – Muro de múltiples pisos con respectivo diagrama de momento en altura, a) Variación de momento despreciable en piso crítico, b) Variación de momento no despreciable en piso crítico, Parra y Moehle [3].

Rosso et al. [7], ensayaron dos muros de hormigón armado con malla simple de refuerzo de acero vertical para estudiar el inicio de la inestabilidad global en esta tipología de muros, típicamente usados en otros países de América Latina.

Uno de los muros se encontraba solicitado por cargas en el plano, mientras que el segundo tenía simultáneamente cargas en el plano y perpendiculares al plano del muro. Ambos muros fallaron por inestabilidad lateral en los elementos de borde, y corroboraron la importancia de la deformación unitaria máxima a tracción previo al reverso de cargas, la relación entre la deformación unitaria y el ancho de las grietas, la existencia de una excentricidad en los refuerzos longitudinales en los muros con malla simple de refuerzos y, finalmente, concluyeron que la inestabilidad global se puede considerar como fenómeno elástico no lineal a nivel global a pesar de que puede ser gatillada como respuesta a fallas más locales.

Rosso et al [8], estudiaron la inestabilidad lateral de muros esbeltos con malla simple de refuerzos longitudinales, al ensayar doce muros de hormigón armado con espesores entre

8-10 cm, espesores típicos de viviendas residenciales de América Latina. Estos muros fueron sometidos a deformaciones laterales controladas.

Se observa que, en muros con malla simple de refuerzos, las grietas actúan como rótulas en donde las secciones por sobre y bajo las grietas pueden rotar, lo cual es la principal diferencia de la inestabilidad lateral entre muros de dos o más mallas de refuerzos con muros de malla simple de refuerzos.

Las grietas aparentan influenciar la dirección del pandeo de los especímenes en lugar de la excentricidad producto de la malla simple de refuerzos, y para muros con malla simple de refuerzos los modelos propuestos por otros autores difieren de los resultados obtenidos en los ensayos. Particularmente Paulay y Priestley [2], tiende a subestimar los resultados experimentales mientras que el modelo de Parra y Moehle [3], tiende a sobreestimar la deformación unitaria requerida para el inicio de la inestabilidad lateral.

Parra y Moehle [5], estudiaron los efectos del gradiente de deformaciones unitarias a lo alto de los elementos de borde de muros utilizando modelos 2d de elementos finitos en el software comercial TNO DIANA. El estudio concluye que el parámetro clave para la determinación del inicio de la inestabilidad lateral en muros esbeltos es la deformación unitaria máxima en tracción al borde del muro previo al reverso de cargas.

Parra y Moehle [5] concluyen que en columnas sometidas a ciclos de tracción/compresión uniforme, la deformación unitaria máxima requerida para el inicio del pandeo puede ser estimada utilizando teorías simples de mecánica estructural. El caso de la modelación del comportamiento de muros estructurales, teniendo éstos un gradiente de deformaciones unitarias que varía a lo largo y alto del muro es una tarea de mayor complejidad. Los efectos del gradiente de deformaciones unitarias a lo largo del muro pueden ser despreciados para muros cuya zona en tracción excede 10 veces su espesor, lo cual es el caso para muros típicos.

Para los casos en donde existe un gradiente de momento a lo alto del elemento de borde del muro que no puede ser despreciado, los supuestos detrás de la teoría de la mecánica simplificada tienden a subestimar considerablemente la deformación unitaria requerida para el inicio de la inestabilidad lateral en la zona crítica.

Sin embargo, en términos de deformaciones unitarias promedio en la altura pandeable, la demanda de deformación requerida no es particularmente sensible al gradiente de momento, lo cual sugiere que al momento de evaluar el inicio de pandeo utilizando la expresión simplificada presentada en la ecuación 2.6, debiese utilizarse como parámetro de entrada la deformación unitaria promedio en la altura pandeable del piso crítico, determinada ya sea a partir de modelos complejos de elementos finitos no lineales o, alternativamente, de

modelos más simples (por ejemplo, modelos de rótula plástica). Adicionalmente, el efecto del gradiente de deformaciones unitarias a lo largo del muro puede ser despreciado en muros típicamente encontrados en la práctica profesional.

Rosso et al [9], realizaron modelos numéricos de elementos de borde de muros para la comparación de la inestabilidad lateral de muros de hormigón armado con una y dos mallas de refuerzos longitudinales, donde evalúan la influencia de parámetros geométricos como desplazamientos fuera de plano y rotaciones impuestas en la parte superior, comparan el comportamiento de modelos de elementos de borde y modelos de muros y mejoran los modelos de elementos de bordes equivalentes por la presencia del gradiente de deformaciones unitarias en los muros. Estos análisis muestran que los muros con malla simple no solo son más propensos a la inestabilidad lateral, si no que la falla se da de una manera distinta: en muros con dos mallas de refuerzos la inestabilidad inicia cuando el acero fluye a la compresión, mientras que en muros con malla simple la inestabilidad inicia cuando el acero de refuerzo recibe cargas de compresión. La deformación unitaria requerida para el inicio de la inestabilidad lateral está muy influenciada por la cuantía de acero de refuerzo y el espesor del elemento de borde y poco influye el acero de refuerzo del alma del muro. Los desplazamientos y rotaciones impuestas en el muro reducen la deformación unitaria crítica. Se compara un modelo de muro referencia con dos tipos de elementos de bordes equivalentes, el primero con apoyo doblemente empotrado, el segundo con apoyos rotulados, ambos modelos de elementos de borde subestiman la deformación unitaria crítica para el inicio de la inestabilidad lateral, cuando se aplica un perfil de desplazamiento a los muros con doble empotrado, este se acerca más a la respuesta de la inestabilidad lateral por lo que concluyen que, es crucial la obtención del perfil de deformaciones unitarias a lo alto del piso y finalmente, proponen un perfil de desplazamientos verticales con un modelo de elementos de bordes que arroja una mejora en la predicción de la deformación unitaria crítica

Dashti et al. [10], realizaron observaciones a una campaña para identificar los parámetros que gobiernan la falla por pandeo fuera del plano en muros esbeltos. Ellos proceden a clasificar los daños observados de los dos tipos de inestabilidad lateral, local y global, en 5 modos de falla, además de establecer sus diferencias: la inestabilidad fuera de plano global, en donde el espécimen se deforma fuera de plano, mostrando agrietamiento en buena parte de la altura de los elementos de borde, sin observar otro modo de falla como pandeo de refuerzos o aplastamiento del núcleo de hormigón, y la inestabilidad fuera de plano local, la cual es afectada por pandeo de barras de refuerzo, ruptura de cubierta de hormigón y aplastamiento de núcleo de hormigón. Este segundo tipo se considera como una falla secundaria dado que la falla ocurre por desplazamientos en plano luego de que el muro empieza a fallar por otros modos locales. Finalmente, dan recomendaciones de cambios potenciales requeridos a las normativas actuales.

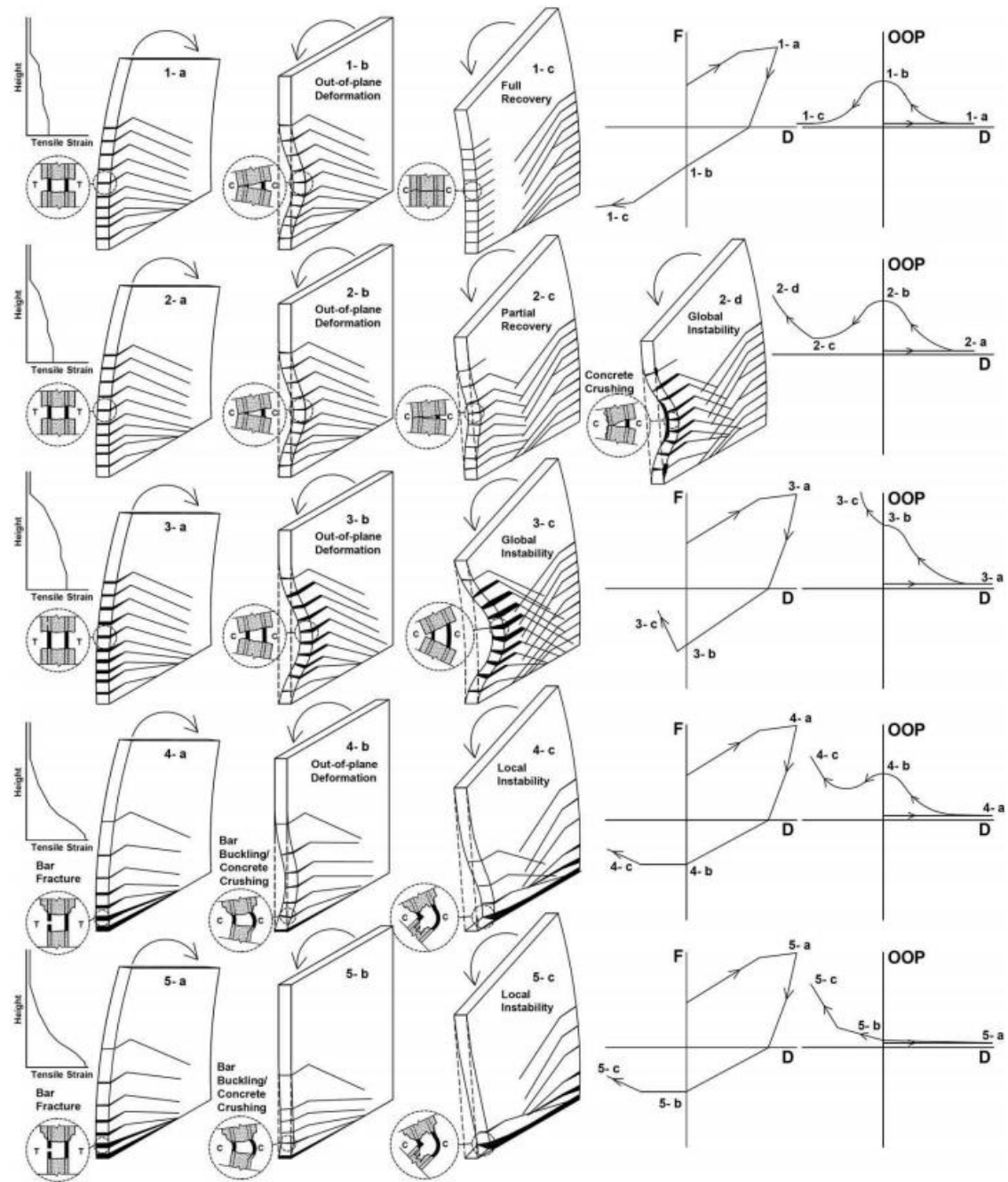


Figura 2.4 – Clasificación de la respuesta fuera de plano en muros bajo cargas en plano, Dashti et al [10].

2.2 Evaluación de Teorías de Pandeo Utilizando Ensayos Experimentales

La Tabla 2.1 presenta una comparación de varios resultados de ensayos experimentales disponibles en la literatura (Referencia en Tabla 2.1) comparados con la ecuación 2.6.

Se observa que el modelo de Parra y Moehle [3] tiende en la mayoría de los casos de muros con malla simple de refuerzo a sobreestimar la deformación unitaria requerida para el inicio de la inestabilidad lateral. Sin embargo, para los muros con dos mallas tiende a dar un resultado conservador, en ambos casos siendo una buena aproximación de lo observado en dichos ensayos.

Tabla 2.1 – Comparación de resultados de ensayos experimentales con teoría de la mecánica simplificada.

Espécimen	ϵ_{sm} experimental [%]	$\epsilon_{sm cr}$ [%]	Tipo de malla
EX1 [2]	3.100	1.20	Doble
4WC3_1 [4]	1.610	1.17	Doble
4WC4_2 [4]	1.430	0.94	Doble
5WC3_2 [4]	1.390	0.96	Doble
5WC4_3 [4]	1.170	0.80	Doble
TC01 [8]	0.875	1.09	Simple
TC03 [8]	1.125	1.29	Simple
TC04 [8]	1.125	1.46	Simple
TC06 [8]	0.875	0.50	Simple
TC08 [8]	1.375	1.44	Simple
TC09 [8]	0.875	1.02	Simple
TC10 [8]	0.750	1.03	Simple
TC11 [8]	0.750	1.03	Simple
RW2 [11]	2.300	1.90	Doble
WSH4 [12]	1.800	1.33	Doble

2.3 Comentarios

En la literatura discutida anteriormente, se puede observar que el trabajo en la teoría del pandeo influenciada por la deformación unitaria máxima en tracción tiene varios años de desarrollo, partiendo con Paulay y Priestley en 1993 [2]. El interés en este modo de falla en términos de productividad en investigación se reactivó posterior a los terremotos del 2010 y 2011 en Chile y Nueva Zelanda respectivamente, dada la observación de este tipo de falla en reportes de daños de los edificios afectados.

Se puede afirmar que la tendencia de un muro a pandearse fuera de plano depende principalmente de tres factores; la esbeltez del elemento de borde, la deformación unitaria vertical máxima en tracción experimentada por el elemento de borde previo al cierre de grieta durante el reverso de carga, y si el muro posee una o dos capas de refuerzo vertical.

También, la inestabilidad lateral puede ocurrir de manera global y local, en la primera se observa una deformación fuera de plano del elemento con agrietamiento en su altura, mientras que la última, es una falla secundaria producto del pandeo de las barras de refuerzo longitudinal y pérdida de material de hormigón en forma de la ruptura de la cubierta o incluso del núcleo del espécimen. Asimismo, la respuesta de un muro ante la inestabilidad lateral se puede clasificar en 5 modos de falla.

Se han publicado modificaciones a la teoría de Paulay y Priestley [2] (Chai y Elayer [4], Parra y Moehle [3]), que estiman cuando un muro es susceptible a la inestabilidad lateral. Estas propuestas producen resultados razonablemente precisos cuando se comparan con distintas mediciones de ensayos de laboratorio, pudiendo ser consideradas para efectos de evaluación del riesgo de pandeo global en estructuras existente y futuras, en donde es posible estimar la demanda sísmica en términos de deformaciones máximas de tracción en elementos de borde a partir de modelos de diversa complejidad.

Además, la inestabilidad lateral de elementos prismáticos sujetos a cargas cíclicas se puede simular utilizando elementos finitos no lineales en distintos softwares (Opensees, TNO DIANA, Perform 3D).

Por último, si bien los trabajos hasta la fecha predicen de manera razonable los inicios de la inestabilidad lateral, los ensayos de laboratorio y modelos computacionales realizados para la comprobación y validación de las respectivas iteraciones de la teoría del pandeo están hechos bajo condiciones ideales, siendo elementos aislados construidos a escala. En la opinión del autor de la presente investigación, no existen en la literatura estudios analíticos que consideren modelos complejos de elementos finitos que permitan estimar de manera adecuada la demanda sísmica en edificios con daño estructural por pandeo fuera del plano en muros esbeltos, en donde se considere la interacción no lineal de la estructura completa y su efecto en la demanda local que inicia el pandeo de dichos muros. Esta oportunidad de investigación da origen al presente estudio.

3 MODELACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS NO LINEALES PARA MUROS ESBELTOS

3.1 Introducción

Para la simulación del comportamiento de muros esbeltos bajo diversos tipos de cargas gravitacionales y sísmicas se considera un modelo de elementos finitos no lineales del tipo *shell* utilizando el software comercial Perform 3D [13].

Perform 3D ofrece dos maneras alternativas de modelar muros: los elementos “Shear Wall” y los elementos “General Wall”. Ambos corresponden a elementos planos de 4 nodos, en donde la interacción axial-flexión se considera a través de un modelo de fibras, en donde cada fibra tiene asignada una relación constitutiva uniaxial, y el comportamiento en corte se encuentra desacoplado de la interacción axial-flexión y se modela a través de una relación constitutiva uniaxial independiente. Las fibras (de hormigón o acero de refuerzo según corresponda) que modelan la interacción axial-flexión se definen a través de dos procedimientos alternativos:

- “Fixed Size” en donde se especifica el área y la coordenada dentro de la sección para cada fibra de hormigón o acero de refuerzo. El inconveniente de este procedimiento es que al asignar a un elemento la sección de fibras definida de esta manera se debe asegurar que la longitud del elemento sea consistente con la longitud de la sección de fibras, lo cual condiciona la malla de elementos finitos a utilizar en la modelación.
- “Auto Size” en donde se especifica el espesor del muro, el número de fibras de hormigón, y el acero de refuerzo en términos de cuantía. Este procedimiento resulta muy conveniente para modelar muros con armadura uniformemente distribuida, tal como ocurre en los segmentos de muro ubicados fuera de los elementos de borde.

3.2 Elemento “Shear Wall”

El elemento “Shear Wall” permite simular la respuesta no lineal de muros esbeltos de hormigón armado sujetos a cargas gravitacionales y sísmicas, tal como es el caso de los muros del edificio del presente estudio. El elemento puede simular respuesta no lineal en

interacción axial-flexión, corte, o ambas. Cabe destacar nuevamente que el comportamiento en corte es independiente de la interacción axial-flexión.

La definición de la estructura interna de los elementos “Shear wall” utiliza tres capas para la simulación del comportamiento de un muro; una sección de fibras normal al eje vertical con fibras elásticas o inelásticas de hormigón y acero definida como “Fixed Size” o “Auto Size”, que se encarga de resistir las cargas axiales y momento flector de cargas laterales en plano, como segunda capa un componente elástico con propiedades simplificadas para resistir esfuerzos axiales y momento flector de cargas horizontales fuera de plano como sección paralela al eje vertical del elemento y como última capa un componente de corte elástico o inelástico para los esfuerzos de corte horizontal y vertical.

Los elementos “Shear Wall” son adecuados para el modelado de muros relativamente esbeltos y núcleos de corte, sin presencia de importantes irregularidades. A pesar de sus simplificaciones los elementos “Shear Wall” entregan resultados razonablemente precisos, Lowes et al. [14], lo cual lo convierte en el elemento más utilizado en la ingeniería práctica para el análisis no lineal de muros de hormigón armado. Es un elemento que ofrece una mayor facilidad de trabajo al requerir menos parámetros para la modelación, además de ser computacionalmente menos costoso en comparación al elemento “General Wall”. Por tanto, es el elemento seleccionado para la realización del presente estudio.

3.3 Elemento “General Wall”

El elemento “General Wall”, a diferencia del elemento “Shear Wall”, no tiene una dirección primaria, es decir, tiene comportamiento inelástico axial-flexión tanto en el eje vertical como en el eje horizontal. Es principalmente utilizado para análisis complejos de muros de hormigón armado con aperturas irregulares y para casos en donde la interacción del muro con los esfuerzos axiales y momentos flectores en un plano vertical, producto de cargas horizontales, es relevante.

El elemento “General Wall” utiliza cuatro capas para la simulación del comportamiento de un muro; tal como en el caso del elemento “Shear wall” utiliza una capa de fibras normal al eje vertical con fibras elásticas o inelásticas de hormigón y/o acero definida como “Fixed Size” o “Auto Size” para los esfuerzos axiales y momento flector producto de cargas laterales. En la segunda capa paralela al eje vertical, a diferencia del elemento “Shear Wall”, el elemento “General Wall” requiere de otra sección de fibras para resistir los esfuerzos axiales y momento flector de cargas horizontales. Una tercera capa de un componente de corte elástico o inelástico para los esfuerzos de corte horizontal y vertical, y un modelo alternativo de corte mediante biela de compresión diagonal.

Debido principalmente al uso de una sección de fibras en la segunda capa para un plano vertical y el modelo más sofisticado de corte, el elemento “General Wall” es más complejo de utilizar al requerir más parámetros de modelación y su uso no es tan extendido en la práctica, al menos en muros regulares.

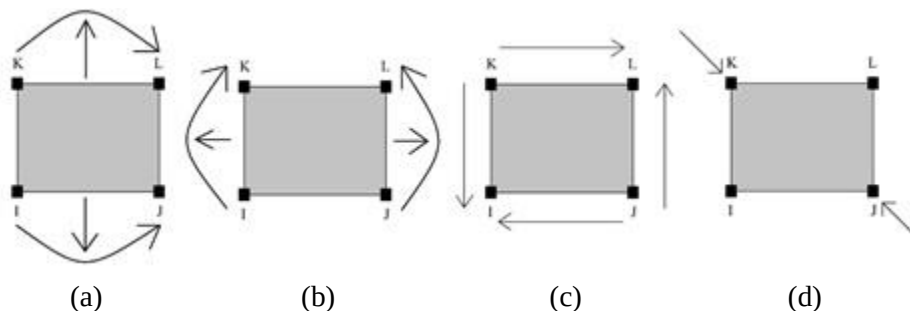


Figura 3.1 – Capas de los elementos “Shear Wall” y “General Wall”; a) Primera capa, b) Segunda capa, c) Tercera capa, d) Cuarta capa solo presente en “General Wall”.

3.4 Relación Constitutiva del Hormigón

Para la relación constitutiva uniaxial del hormigón se utiliza la curva YULRX definida en Perform 3D, según lo indicado en la Figura 3.2, sin resistencia a tracción. Ésta corresponde a una relación trilineal con pérdida de resistencia, cuyos puntos clave son los siguientes:

- Punto Y: Punto donde se alcanza la resistencia de fluencia e inicia el comportamiento no lineal.
- Punto U: Punto donde se alcanza la resistencia máxima.
- Punto L: Punto donde inicia la degradación del material.
- Punto R: Punto donde se alcanza la resistencia residual del material.
- Punto X: Punto donde termina la resistencia residual.

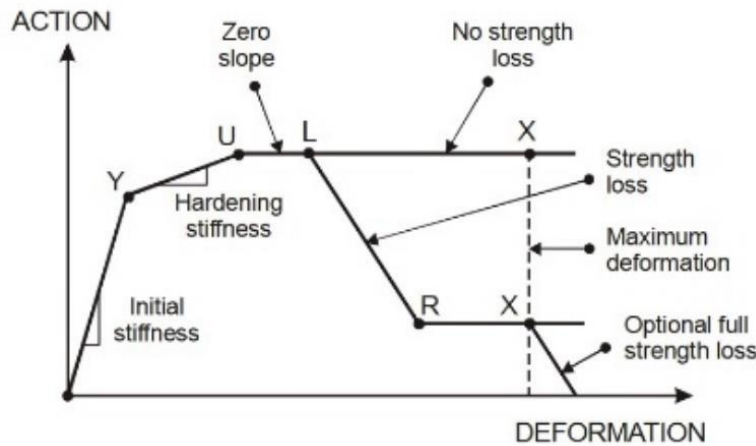


Figura 3.2 – Modelo YURLX de PERFORM 3D. [13]

Los puntos de la curva YULRX son determinados de acuerdo a los criterios establecidos por Lowes et al [14], tanto para hormigón confinado como para hormigón no confinado. Estos criterios se presentan en la Tabla 3.1, en donde F_Y , F_U y F_R son las tensiones en los puntos Y, U y R, y D_U , D_L y D_R son las deformaciones unitarias en los puntos U, L y R

Tabla 3.1 – Parámetros de la relación constitutiva de hormigón. [14]

	F_Y	F_U	F_R/F_U	D_U	D_L	D_R
No confinado	$0.75f'_c$	f'_c	0.001	0.002	1.01 D_U	Ec. 3.1
Confinado	$0.75f'_{cc}$	f'_{cc}	0.200	0.004	1.01 D_U	Ec. 3.2

Las relaciones constitutivas para hormigón confinado y no confinado presentadas por Lowes et al [14] consideran regularización de la rama descendente de la relación para prevenir que la respuesta global de la estructura sea dependiente de la malla de elementos finitos seleccionada para el análisis. Esto se materializa manteniendo constante la energía de fractura en compresión, tal como se indica a continuación.

Jansen y Shah [15] realizaron ensayos de compresión en cilindros de hormigón con una altura variable cuyos resultados mostraron que el daño está localizado y que sin importar las diferentes alturas de los cilindros ensayados la zona en la que se localiza el daño tiene una altura aproximadamente igual entre los cilindros y la zona de ablandamiento del hormigón en la curva esfuerzo-deformación es aproximadamente constante. Jansen y Shah [15] desarrollaron recomendaciones para definir la energía de fractura del hormigón G_{fc} , igual al área de la zona de ablandamiento en la curva de esfuerzo-deformación del material.

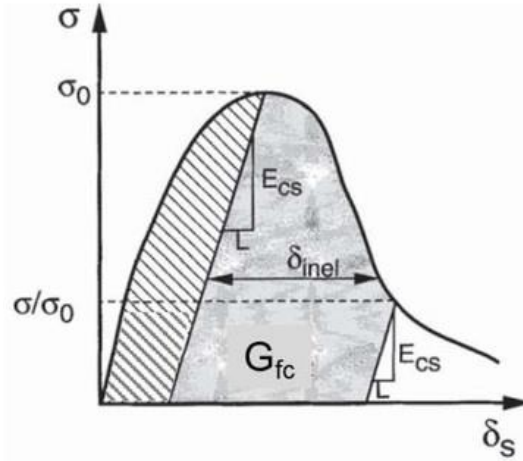


Figura 3.3 – Definición de G_{fc} dentro de la relación esfuerzo-deformación del hormigón. [15]

Dada la definición de G_{fc} , siendo el área de la zona de ablandamiento dentro de la relación esfuerzo-deformación del hormigón la cual es constante sin importar el tamaño de la malla, Lowes et al. [14] recomienda una forma de regularizar el material hormigón para su uso en Perform 3D, en donde define el comportamiento del material posterior a la resistencia máxima. Se asume que el hormigón no confinado tiene una resistencia residual nula y para el hormigón confinado se asume una resistencia residual de $0.2f'_{cc}$. La deformación unitaria en el punto de resistencia residual se define para el caso del hormigón no confinado como:

$$DR = DU - \frac{f'_c}{E_c} + 2 \frac{G_{fc}/L_{elem}}{f'_c} \quad 3.1$$

Y la deformación unitaria en el punto de resistencia residual para el caso del hormigón confinado se define como:

$$DR = DU_{cc} - \frac{0.8f'_{cc}}{E_{cc}} + \frac{5}{3} \frac{G_{fcc}/L_{elem}}{f'_c} \quad 3.2$$

En donde DR es la deformación unitaria en el punto R, DU y DU_{cc} la deformación unitaria en el punto de resistencia última del hormigón, f'_c y f'_{cc} la resistencia última del hormigón no confinado y confinado respectivamente, E_c y E_{cc} los módulos de elasticidad del hormigón no confinado y confinado. La energía de fractura del hormigón corresponde a $G_{fc} = 0.5 \text{ kip/in}$ (87.6 kN/m) por recomendación de Lowes et al. [14] y L_{elem} es el largo del elemento.

3.5 Relación Constitutiva del Acero

La relación constitutiva del acero de refuerzo también utiliza la curva YULRX de Perform 3D (Figura 3.2). El pandeo del acero de refuerzo se considera de forma aproximada utilizando el modelo propuesto por Pugh et al. [16], en donde se asume que una vez el hormigón llega a su punto de resistencia residual existe nula resistencia hacia el pandeo del acero de refuerzo, por lo que en ese punto el acero pierde su resistencia a la compresión. Por lo tanto, el punto de resistencia residual del acero ε_R en compresión queda definido por las Ecuaciones 3.1 o 3.2, dependiendo si el hormigón es no confinado o confinado, es decir, con los mismos valores del hormigón.

3.6 Relación Constitutiva de Corte

Este estudio considera la relación constitutiva uniaxial de corte a través de un modelo lineal o, alternativamente, un modelo elástico perfectamente plástico. No se consideran modelos más sofisticados dado la complejidad de calibrar un modelo de corte no lineal y la poca disponibilidad de datos experimentales para tal efecto. Ambos modelos consideran una rigidez de corte inicial reducida por efectos de agrietamiento de $0.1G_cA_g$ donde $G_c = 0.4E_c$ por recomendación de ATC [17] y A_g es el área bruta del muro. En el caso del modelo elástico perfectamente plástico, se considera como cota superior al esfuerzo de corte 1.5 veces la resistencia nominal de corte indicada en la ecuación 18.10.4.1 de ACI 318-14 [18].

$$V_n = 1.5A_g(0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad 3.3$$

3.7 Degradación Cíclica de Resistencia y Rigidez

Bajo los efectos de cargas cíclicas los materiales que componen los elementos de la estructura sufren una degradación progresiva de su rigidez y resistencia. Perform 3D permite considerar la degradación cíclica del material a través de factores de reducción por energía (para materiales acero y hormigón) y factores de reducción de rigidez (solo para material acero).

Respecto a los factores de reducción por energía, un factor de 1.0 resulta en un mínimo de rigidez en recarga y un máximo en disipación de energía, mientras que un factor de energía de 0 resulta en un máximo de rigidez de recarga y nula disipación de energía, según recomendación de Lowes et al. [14].

La Tabla 3.2 muestra la recomendación para la disipación de energía del hormigón presentada por Lowes et al. [14].

Tabla 3.2 – Factores de disipación de energía recomendados del hormigón bajo cargas cíclicas. [14]

Estado del material	Y (Fluencia)	U (Ultima)	L (Perdida)	R (Residual)	X (Ruptura)
Factor de disipación de energía	1.0	0.4	0.4	0.1	0.1

Para el caso del acero de refuerzo la degradación ante cargas cíclicas se modela a través de factores de disipación de energía y un factor de reducción de rigidez. El factor de reducción de rigidez va de -1 a 1 e indica si se reduce la rigidez de descarga o la rigidez de recarga. La Figura 3.4 muestra los efectos de distintos factores de reducción de rigidez en donde el bucle A posee un valor de 1 y reduce la rigidez de recarga (rigidez máxima, mínima elasticidad), el bucle B posee un valor de -1 y reduce la rigidez de descarga mientras que el bucle C posee un valor de 0 y ambas rigideces se ven afectadas.

Lowes et al. [14], recomienda el uso de un factor de disipación de energía de 0.75 y un factor de reducción de rigidez de 0.5 por la similitud de resultados entre modelos realizados y ensayos de laboratorio considerados en su estudio.

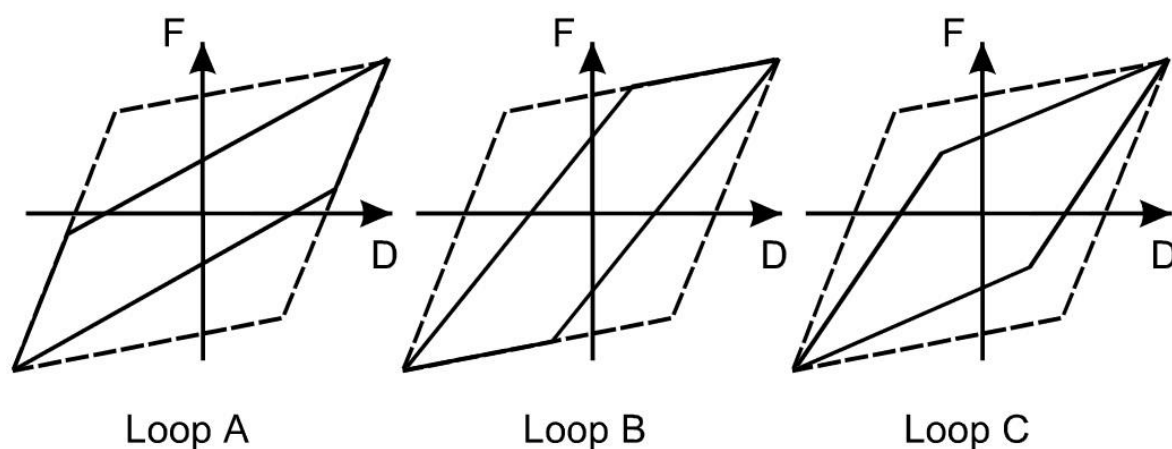


Figura 3.4 – Efectos de las distintas opciones del factor de reducción de rigidez. [13]

4 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DE MODELACIÓN NO LINEAL UTILIZANDO ENSAYOS EXPERIMENTALES

4.1 Introducción

Con el objetivo de validar los parámetros de modelación no lineal utilizados en la presente investigación, se realiza una comparación de resultados analíticos de respuesta estructural obtenidos a partir de modelos Perform 3D con resultados experimentales de muros aislados ensayados en laboratorio. En particular, se considera el muro RW2 del programa experimental de Thomsen y Wallace [19] y el muro WSH4 reportado por Dazio et al [12].

4.2 Muro RW2, Thomsen y Wallace [19]

4.2.1 Programa Experimental

Thomsen y Wallace [19] ensayaron en laboratorio seis muros (escala 1:4), tres de sección transversal rectangular, dos de sección transversal T, y uno de sección rectangular con ensanche en elementos de borde. Este último muro presenta una perforación. Los muros fueron diseñados para un edificio de oficinas típico de zonas de alta sismicidad como Los Ángeles (California, Estados Unidos) con el motivo de verificar la fiabilidad del procedimiento del diseño basado en desplazamientos.

El espécimen RW2 corresponde a un muro de hormigón armado de 4 in. de ancho (10 cm), 48 in. de largo (122 cm) y 144 in. de altura (366 cm) con acero de refuerzo longitudinal en el alma de 8 barras #2 ($A_b = 0.049 \text{ in}^2 = 32 \text{ mm}^2$) y 8 barras #3 ($A_b = 0.11 \text{ in}^2 = 71 \text{ mm}^2$) en elementos de borde, tal como se muestra en la Figura 4.1.

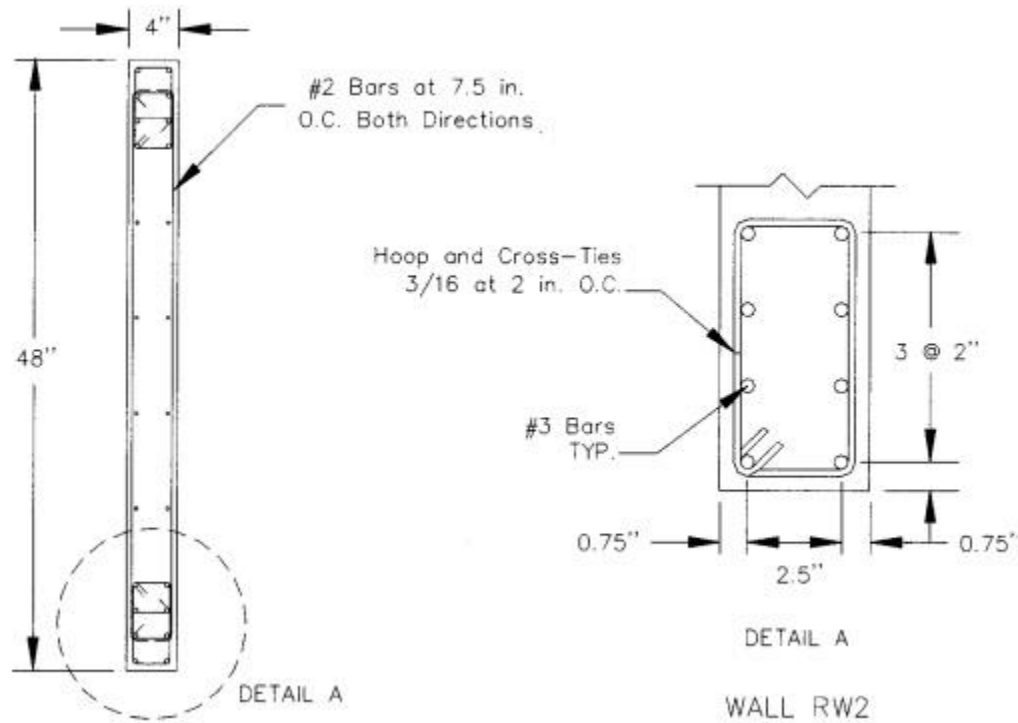


Figura 4.1 – Detalles de armaduras en muro RW2 [19] (1 in. = 25.4 mm).

El ensayo de laboratorio consistió en la aplicación de los ciclos de desplazamiento lateral indicados en la Figura 4.2, por medio de un actuador hidráulico de 125 kip (556 kN) montado en forma horizontal. La carga axial de aproximadamente $0.1A_g f'_c$ se mantuvo constante durante el ensayo con el uso de gatos hidráulicos en la parte superior del muro, con sensores de desplazamiento LVDT (Lateral Variable Differential Transformer) montados en la base del muro para medición de deformaciones verticales durante el ensayo. La Figura 4.3 muestra la configuración del ensayo.

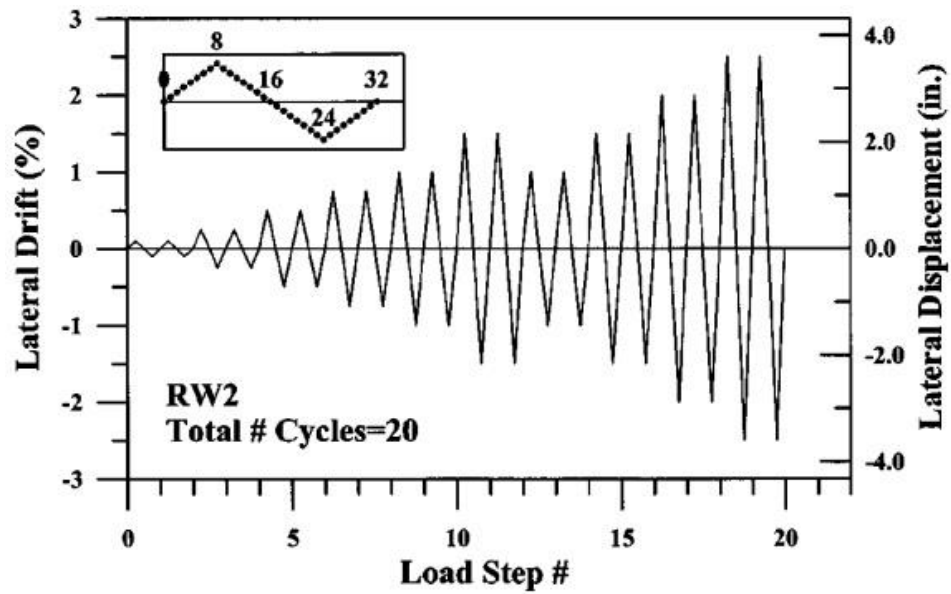


Figura 4.2 – Protocolo de desplazamientos laterales en muro RW2 [19] (1 in. = 25.4 mm).

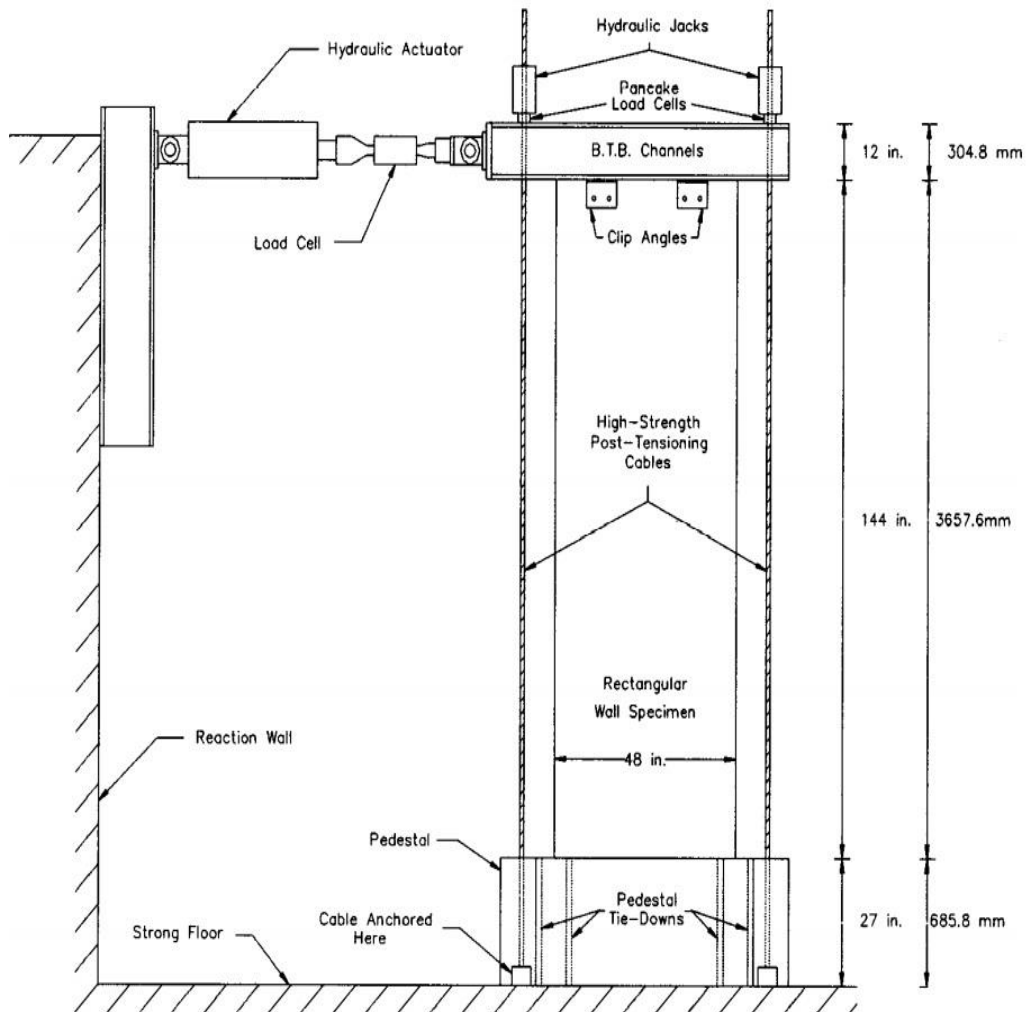


Figura 4.3 – Configuración del ensayo del muro RW2 [19].

4.2.2 Modelo No lineal Perform 3D

Para la modelación del muro RW2 en Perform 3D se utiliza una malla de elementos finitos de 6x6, en donde el ancho de los elementos extremos corresponde a la longitud de los elementos de borde del muro, en donde se considera una constitutiva de hormigón confinado en las fibras correspondientes.

El muro RW2 es modelado utilizando el elemento “Shear wall” bajo el procedimiento “Auto size” para fibras de hormigón y acero distribuido de corte en el alma del muro, y para las fibras de hormigón en elementos de borde. El refuerzo vertical en elementos de borde se modela con elementos del tipo “Steel Bar/Tie/Strut”, por consistencia con el enfoque de modelación utilizado posteriormente para el edificio de estudio.

Adicionalmente, se incluyen elementos “Axial Strain Gage” en la base del muro para determinar el perfil de deformaciones unitarias verticales correspondientes durante el ensayo.

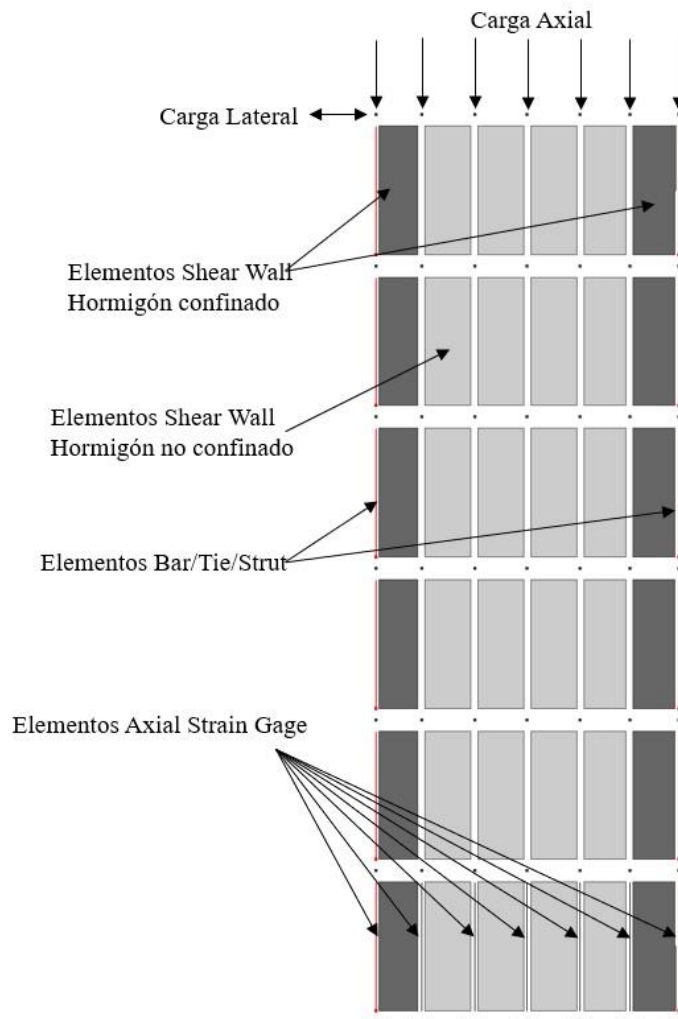


Figura 4.4 – Muro RW2 [19] modelado en Perform 3D.

4.2.3 Relaciones Constitutivas de Materiales

Las propiedades mecánicas nominales del hormigón y acero de refuerzo reportadas por Thomsen y Wallace [19] son $f'_c = 4$ ksi (27 MPa) y $f_y = 60$ ksi (414 MPa). Sin embargo, para el modelo no lineal en Perform 3D se utilizan propiedades reales en lugar de valores nominales. Estos valores, obtenidos de Thomsen y Wallace [19] y Lowes et al [14], se indican en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 – Propiedades mecánicas de materiales para modelo PERFORM 3D muro RW2.

Material	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [MPa]	DU [–]	DL [–]	DR [–]
Hormigón No confinado	26.71	35.62	28050	0.002	1.01 DU	0.014
Hormigón Confinado	33.07	44.10	28950	0.004	1.01 DU	0.014
Acero de refuerzo longitudinal	424.00	600.00	180000	0.075	0.095	0.010
Corte	–	–	11120	–	–	–

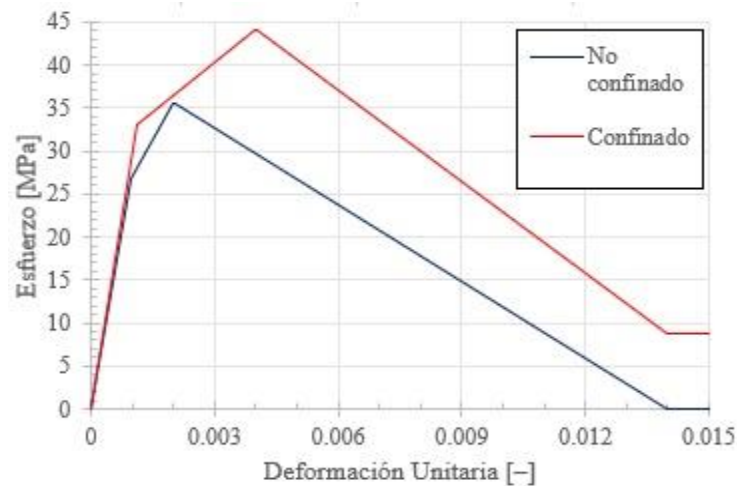


Figura 4.5 – Relación constitutiva de hormigón modelo Perform 3d del muro RW2.

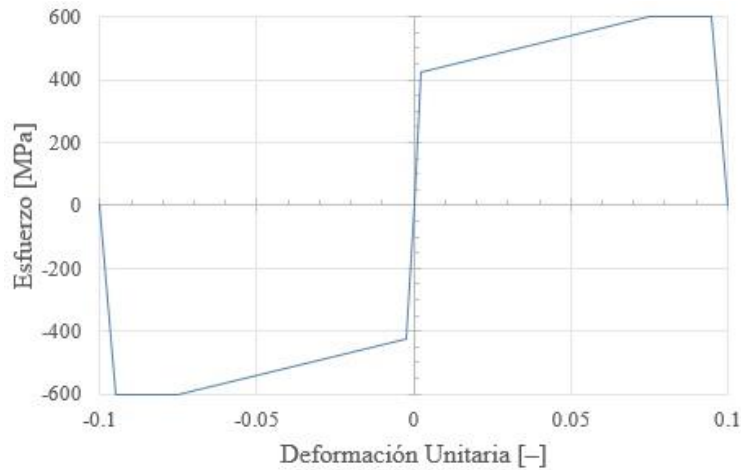


Figura 4.6 – Relación constitutiva del acero de refuerzo modelo Perform 3D del muro RW2.

4.2.4 Comparación de Respuesta Analítica y Experimental

La Figura 4.7 compara la respuesta estructural global analítica y experimental, en términos de carga lateral versus desplazamiento lateral. Se aprecia que para desplazamiento lateral positivo se sobreestima la carga necesaria para llegar a máximo desplazamiento en un 12%. Lo mismo ocurre en la dirección contraria, en donde la sobreestimación corresponde a un 15%. También se observa una ligera sobreestimación en la capacidad máxima de deformación lateral del muro, del orden de 10% en ambas direcciones de carga.

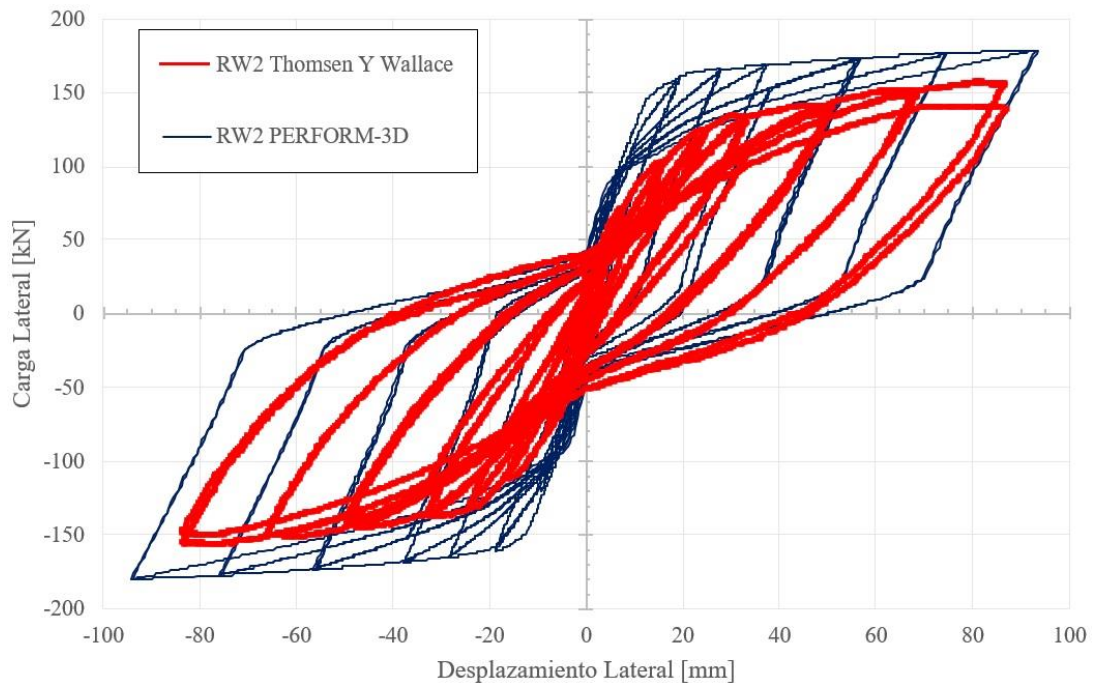


Figura 4.7 – Respuesta estructural global analítica y experimental, muro RW2.

Thomsen y Wallace [19] reportó que para un drift cercano a 2.5%, el muro RW2 comenzó a presentar inestabilidad fuera de plano en los elementos de borde (Figura 4.8). Este comportamiento no puede ser representado explícitamente en un modelo Perform 3D del tipo “Shear Wall”, dado que el comportamiento estructural fuera del plano es lineal. A pesar de esto el modelo es muy útil para la estimación de las deformaciones verticales locales en bordes de muro en instantes previos a la falla por inestabilidad lateral, las cuales pueden ser contrastadas con valores límites obtenidos de teorías de inestabilidad lateral. Este enfoque será utilizado posteriormente en el análisis del edificio de estudio, en donde la demanda de deformación vertical en bordes de muro será obtenida de modelación no lineal en Perform 3D.



Figura 4.8 – Inestabilidad lateral, pandeo fuera de plano RW2. [19]

La Figura 4.9 compara la respuesta estructural local analítica y experimental, en términos del perfil de deformaciones unitarias verticales a lo largo del muro RW2 para distintos niveles de drift. Se aprecia que las deformaciones unitarias analíticas y experimentales en el alma del muro son bastante similares, existiendo diferencias mayores en los elementos de borde. En el caso del elemento de borde en tracción las deformaciones unitarias están sobreestimadas en un 44%, 22% y 19% para drifts de 1%, 1,5% y 2% respectivamente, mientras que para el elemento de borde en compresión las deformaciones unitarias están subestimadas un 41%, 50% y 57% respectivamente.

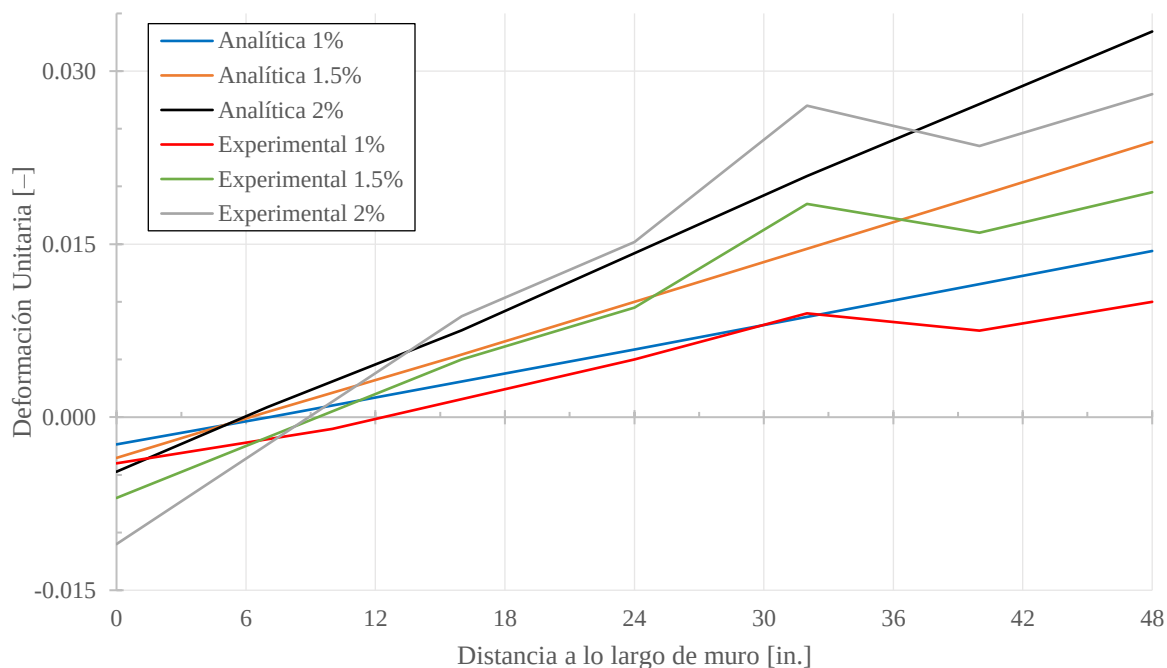


Figura 4.9 – Respuesta estructural local analítica y experimental, muro RW2 (1 in. = 25.4 mm).

4.3 Muro WSH4, Dazio et al. [12]

4.3.1 Programa Experimental

Dazio et al. [12] realizaron ensayos de laboratorio en muros para la evaluación de diseño basado en desplazamiento para zonas con sismicidad moderada tal como Europa Central, debido a que en dicha zona se tomaba en cuenta a la resistencia del acero de refuerzo como propiedad más importante sin tomar en cuenta su capacidad de deformación, lo que resulta en valores de ductilidad no apropiados. Se diseñaron seis muros de sección transversal rectangular de dimensiones similares y distintas armaduras. La Figura 4.10 muestra las dimensiones del muro WSH4 considerado en esta investigación para efectos de calibración de parámetros de modelación no lineal en Perform 3D.

El muro WSH4 es seleccionado en forma adicional al muro RW2 debido a sus similitudes con los muros del edificio estudiado en la presente investigación al no poseer confinamiento en sus elementos de borde tal como se observa en la Figura 4.11.

El ensayo consistió en la aplicación de ciclos de desplazamiento indicados en la Figura 4.12, en donde $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ corresponde a la ductilidad de desplazamiento lateral. La carga lateral se aplica por medio de actuadores hidráulicos con capacidad de 550 kN. Al muro WSH4 se le aplica una carga axial de aproximadamente $0.057A_g f'_c$ por medio de tendones postensados por gatos hidráulicos ubicados a los extremos de los muros. Sensores LVDT (Lateral Variable Differential Transformer) son ubicados en cada esquina del muro para medir la deformación unitaria vertical. La Figura 4.13 muestra una fotografía de la configuración de los ensayos realizados. La Figura 4.14 muestra el daño en el muro WSH4 luego del ciclo de carga #46 (LS46).

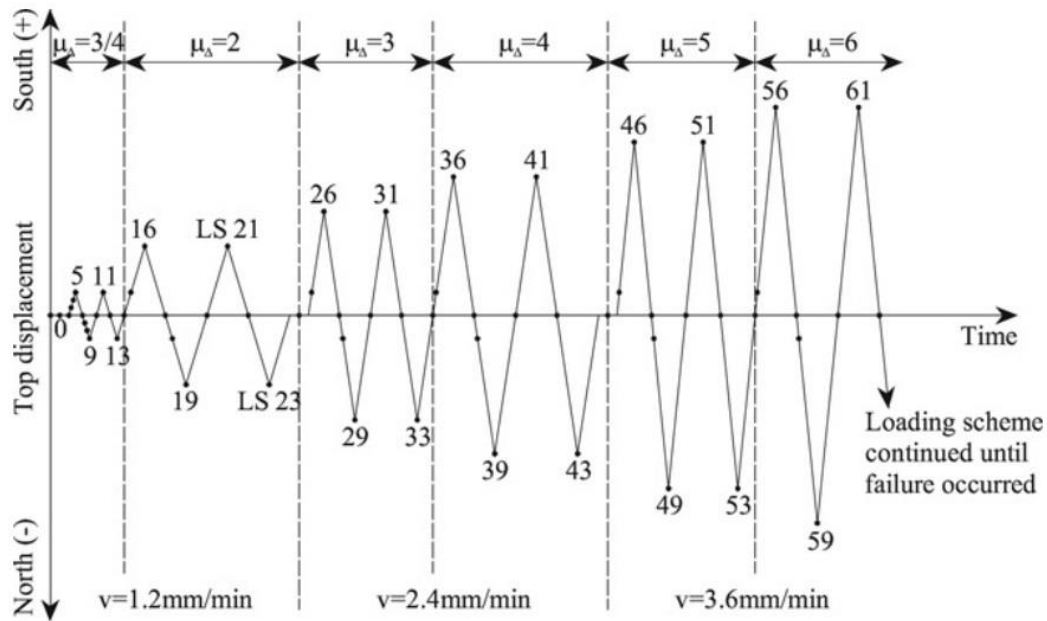


Figura 4.12 – Historial de carga aplicado en los ensayos de Dazio et al. [12].



Figura 4.13 – Configuración de los ensayos de Dazio et al. [12].

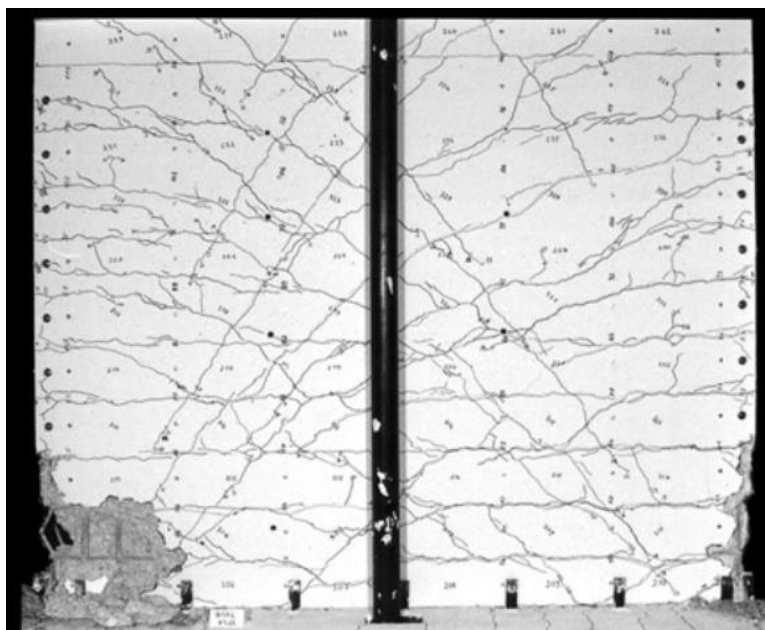


Figura 4.14 – Daño de muro WSH4 luego de LS46 Dazio et al. [12].

4.3.2 Modelo No lineal Perform 3D

En la modelación del muro WSH4 en Perform 3D se utiliza un procedimiento similar al presentado anteriormente para el muro RW2. Sin embargo, en esta oportunidad se considera una malla de elementos finitos distinta para una mejor comparación de respuesta local entre los resultados experimentales y analíticos.

En similitud con el modelo del muro RW2, el modelo del muro WSH4 utiliza elementos “Shear Wall” bajo el procedimiento “Auto Size” para un modelado de fibras de hormigón y acero distribuido en el alma del muro y fibras de hormigón para los elementos de borde. De la misma manera los refuerzos verticales de los elementos de borde se modelan como elementos “Steel Bar/Tie/Strut”

Finalmente, los elementos “Axial Strain Gage” se utilizan a lo alto de muro, en distintas secciones, para reproducir la respuesta experimental reportada por Dazio et al. [12].

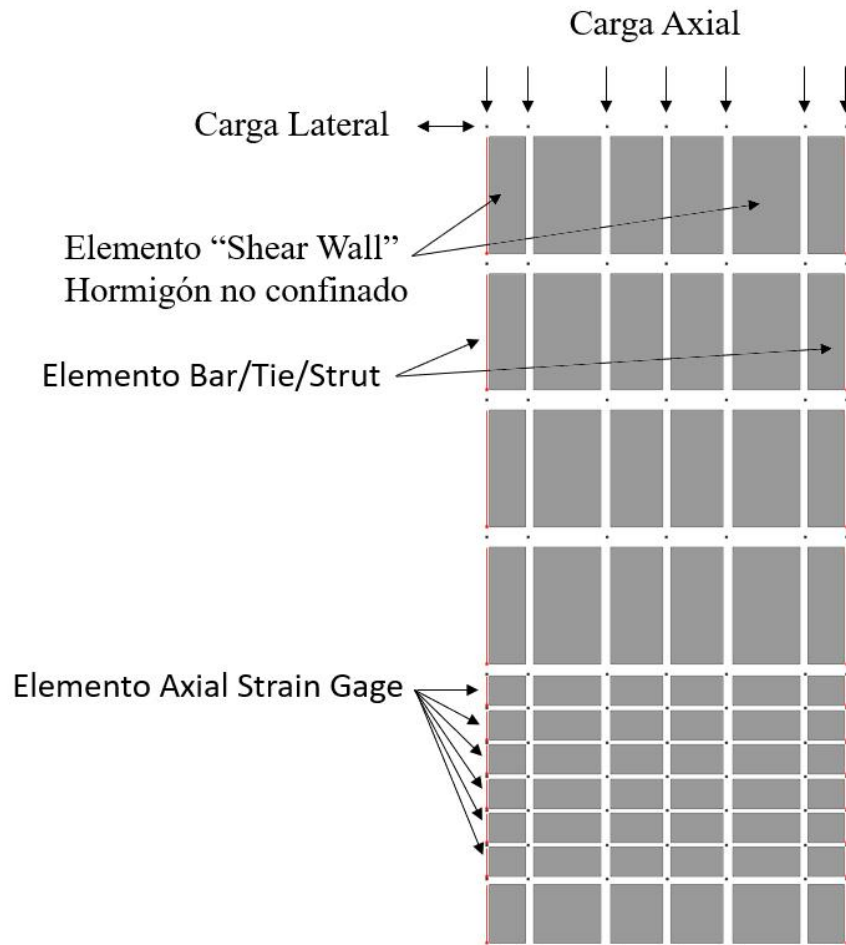


Figura 4.15– Muro WSH4 [12] modelado en Perform 3D.

4.3.3 Relaciones Constitutivas de Materiales

Para la modelación en Perform 3D del muro WSH4 se utilizan las propiedades mecánicas reales reportadas por Dazio et al. [12] en conjunto con valores recomendados por Lowes et al [14] los cuales se indican en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2– Propiedades mecánicas de materiales para modelo PERFORM 3D muroWSH4.

Material	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [MPa]	DU [–]	DL [–]	DR [–]
Hormigón No confinado	30.67	40.90	38500	0.002	1.01 DU	0.01
Acero de refuerzo $\varnothing 8$	583.70	714.40	205000	0.05	0.1	0.12
Acero de refuerzo $\varnothing 12$	576.00	674.90	205000	0.05	0.1	0.12
Corte	–	–	15400	–	–	–

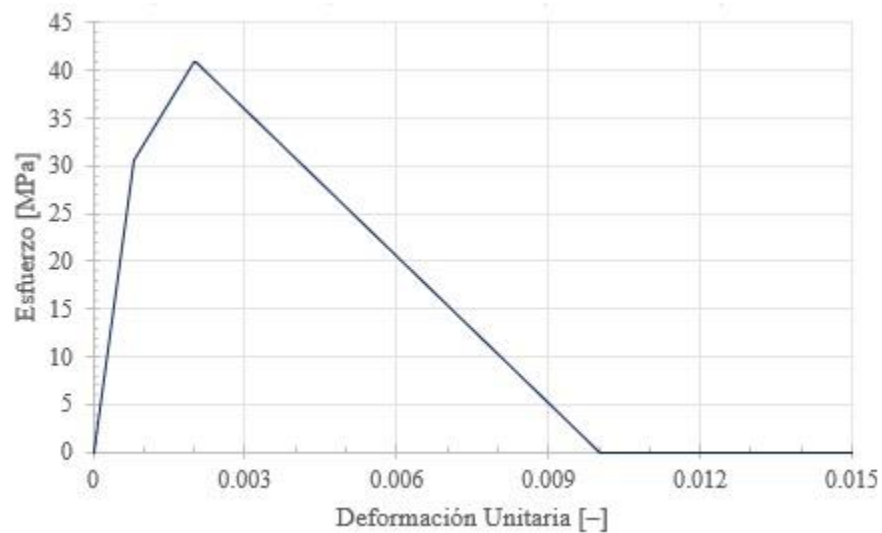


Figura 4.16 – Relación constitutiva de hormigón modelo Perform 3D del muro WSH4.

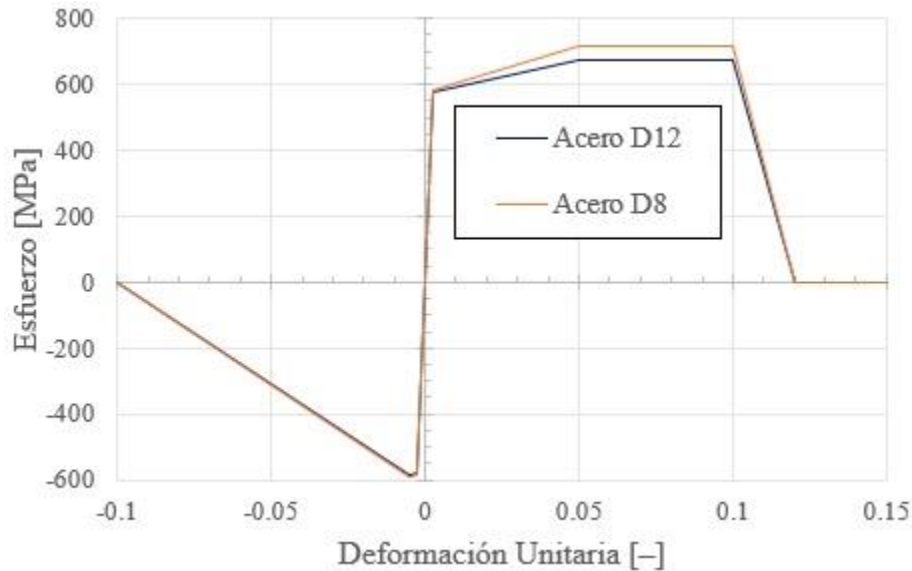


Figura 4.17– Relación constitutiva del acero de refuerzo modelo Perform 3D del muro WSH4.

4.3.4 Comparación Respuesta Analítica y Experimental

La Figura 4.18 muestra la comparación entre la respuesta global estructural analítica y experimental en términos de carga lateral versus desplazamiento lateral. Se puede observar una sobreestimación del desplazamiento lateral máximo positivo de un 2.58% mientras que el desplazamiento lateral máximo negativo se sobreestima en un 1.13%. De la misma manera, las cargas laterales necesarias para alcanzar los desplazamientos máximos se sobreestiman en un 6% en ambas direcciones.

Cabe destacar que Dazio et al. [12] reportó que para $\mu_{\Delta} = 5$ (LS 46) el muro presentó falla por inestabilidad fuera de plano (Figura 4.14) y se detuvo el análisis. Además, tal como fue mencionado anteriormente, este comportamiento no es representado explícitamente en un modelo con elementos “Shear Wall” en Perform 3D, por lo tanto, el análisis fue realizado hasta $\mu_{\Delta} = 4$, valor previo a la falla.

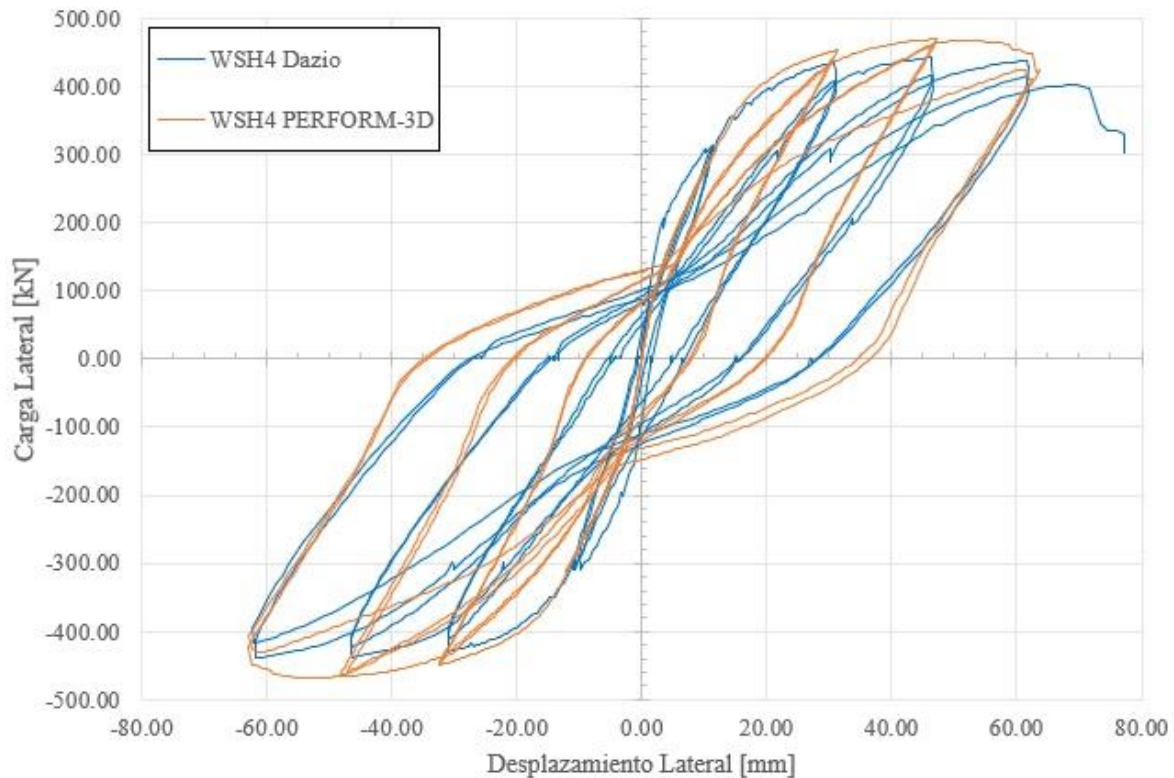


Figura 4.18 – Respuesta estructural global analítica y experimental, muro WSH4.

La Figura 4.19 y Figura 4.20 comparan la respuesta local estructural analítica y experimental en términos de deformaciones unitarias verticales en los bordes de muro para distintos LS (Load Steps). Las deformaciones unitarias del elemento de borde ubicado al sur bajo compresión se sobreestiman con una diferencia que no supera el 10%, en el caso del elemento de borde ubicado al norte esta sobreestimación va desde un 8% hasta un 40% mientras más se va acercando a la base del muro. Cuando los elementos de borde están sometidos a tracción las deformaciones unitarias se subestiman en un 40-50% yendo hacia un 23% en el borde norte y 10% en el borde sur a medida que se acerca a la base del muro.

Diferencias entre respuestas experimentales de muros aislados y respuestas analíticas obtenidas en Perform 3D han sido también reportadas previamente por otros autores (Lowe et al. [14] Ugalde et al. [20]). A pesar de estas limitaciones, Perform 3D sigue siendo el software más ampliamente utilizado para el análisis no lineal y la evaluación del desempeño sísmico en edificios de hormigón armado, debido principalmente a que es capaz de representar adecuadamente la respuesta global de la estructura y obtener una estimación razonable de las demandas locales de deformación. Por este motivo, y siguiendo el procedimiento indicado en este capítulo, es el software utilizado en el análisis no lineal del edificio de estudio.

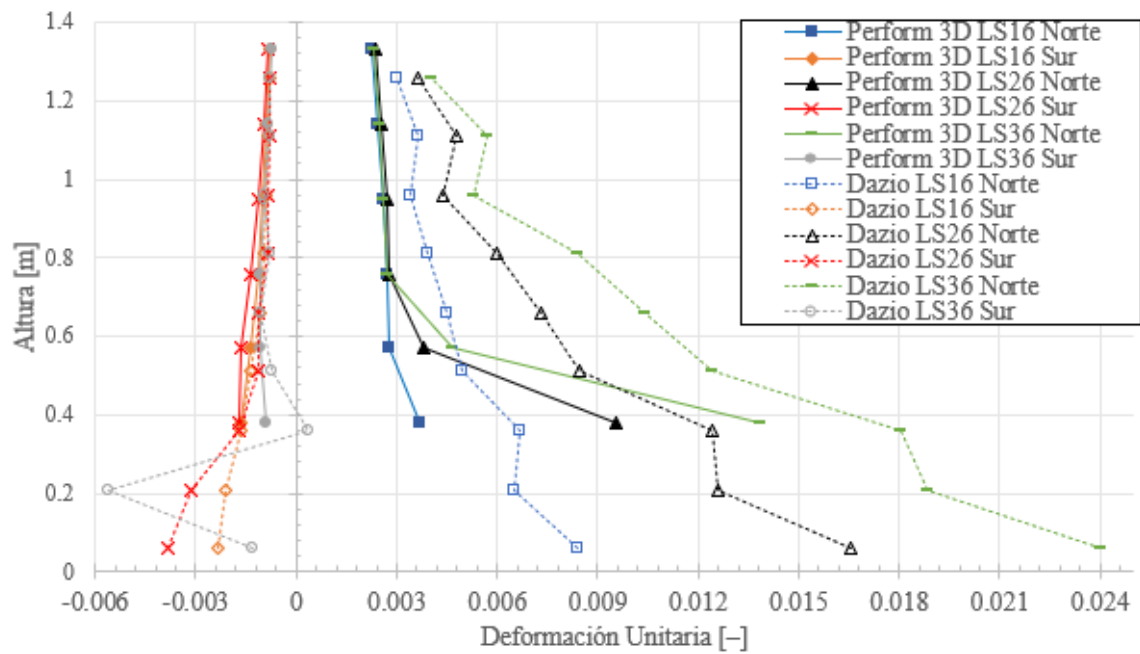


Figura 4.19 – Respuesta estructural local analítica y experimental, borde norte bajo tracción borde sur bajo compresión muro WSH4.

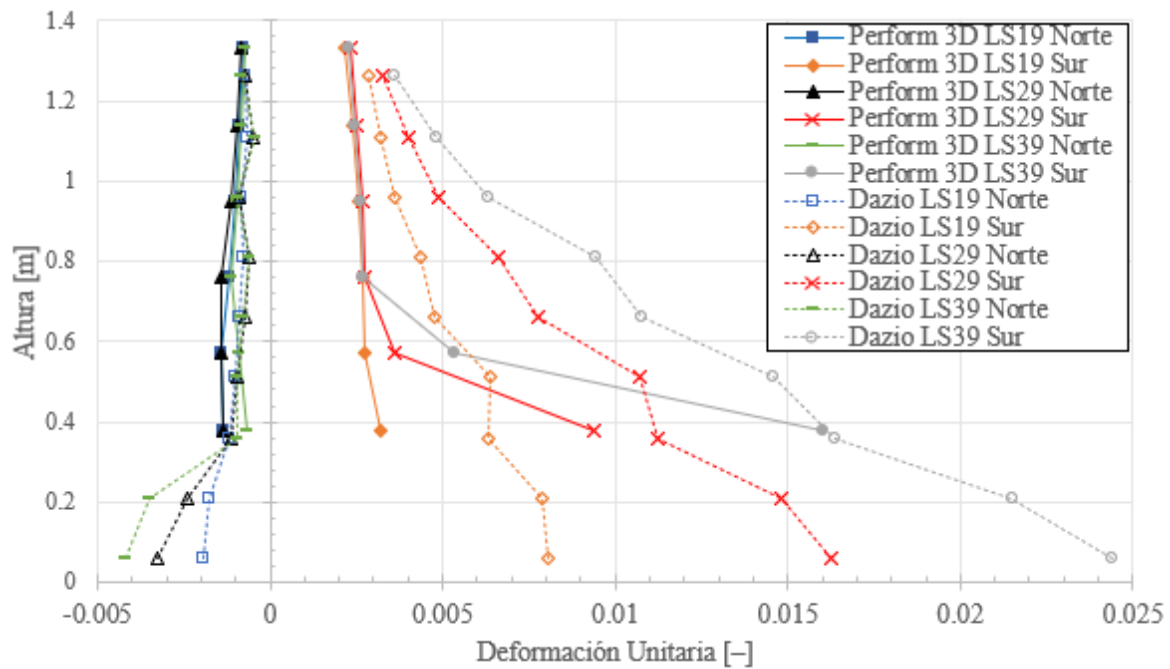


Figura 4.20 – Respuesta estructural local analítica y experimental, borde norte bajo compresión borde sur bajo tracción muro WSH4.

5 EDIFICIO DE ANÁLISIS

5.1 Descripción General

El edificio seleccionado para el presente proyecto de investigación es el edificio Alto Arauco, ubicado en la zona céntrica de Concepción (Chile).

Este edificio sufrió daño estructural y no estructural severo durante el terremoto M_w 8.8 de Maule del 2010, razón por la cual la autoridad correspondiente tomó la decisión de demolerlo en lugar de repararlo. En esta estructura se reportaron fallas por inestabilidad global en varios muros ubicados en el segundo piso. Por este motivo, el edificio es elegido como caso de estudio para analizar el fenómeno de pandeo global de muros esbeltos en un caso real, utilizando como herramienta de análisis el software Perform 3D.



Figura 5.1 – Vista frontal de edificio Alto Arauco desde Avenida Los Carrera, Concepción [21].

Alto Arauco fue diseñado entre los años 2001 y 2002, construido el 2003, y más adelante demolido el 2011. La estructura corresponde a un edificio residencial de 20 pisos más un nivel subterráneo, utilizado como estacionamientos y bodegas.

El edificio cuenta con un diseño típico de edificio residencial en Chile, con múltiples muros esbeltos de hormigón armado, de distintas secciones, con un espesor típico de 200 mm, orientados en ambas direcciones principales del edificio. Estos muros conforman las

divisiones internas de pasillos y habitaciones, con un núcleo central para la colocación de ascensores y caja de escaleras.

El edificio tiene una planta tipo más bien simétrica y rectangular, de dimensiones 32m x 21m. El sistema resistente a cargas gravitacionales y sísmicas está basado en su gran mayoría en muros de hormigón armado (incluyendo muros perimetrales del nivel subterráneo). Se tienen adicionalmente columnas interiores con una altura típica de 2.5 m con vigas que forman un sistema de marcos que generan el espacio de acceso, además de aperturas para ventanas y terrazas, y balcones estructurados por vigas bajas conectados a la estructura por medio de losas de hormigón armado. El sistema de pisos se compone de losas de hormigón armado de espesor típico de 200 mm.

El sector de estacionamientos, ubicado en el nivel subterráneo y primera planta, corresponde a una estructura de marcos, y aunque independiente de la estructura principal, se apoya en la estructura principal mediante consolas de apoyo deslizante.

La tabiquería corresponde a paneles de yeso cartón en marcos metálicos con acabado de papel tapiz. Finalmente, el exterior del edificio posee un revestimiento de chapa tipo ladrillo cerámico y zonas de estucos pintados.

La Figura 5.2 presenta una imagen satelital de la ubicación del edificio, donde se resaltan las vías próximas y zona de edificación de la estructura en estudio.

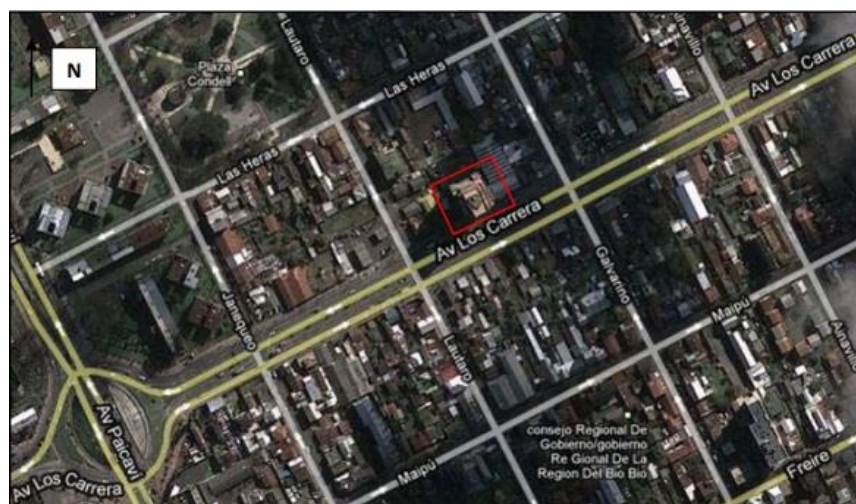


Figura 5.2 – Ubicación de Alto Arauco en Av. Los Carrera, Concepción [21].

La Figura 5.3 muestra la planta típica del edificio alto Arauco.

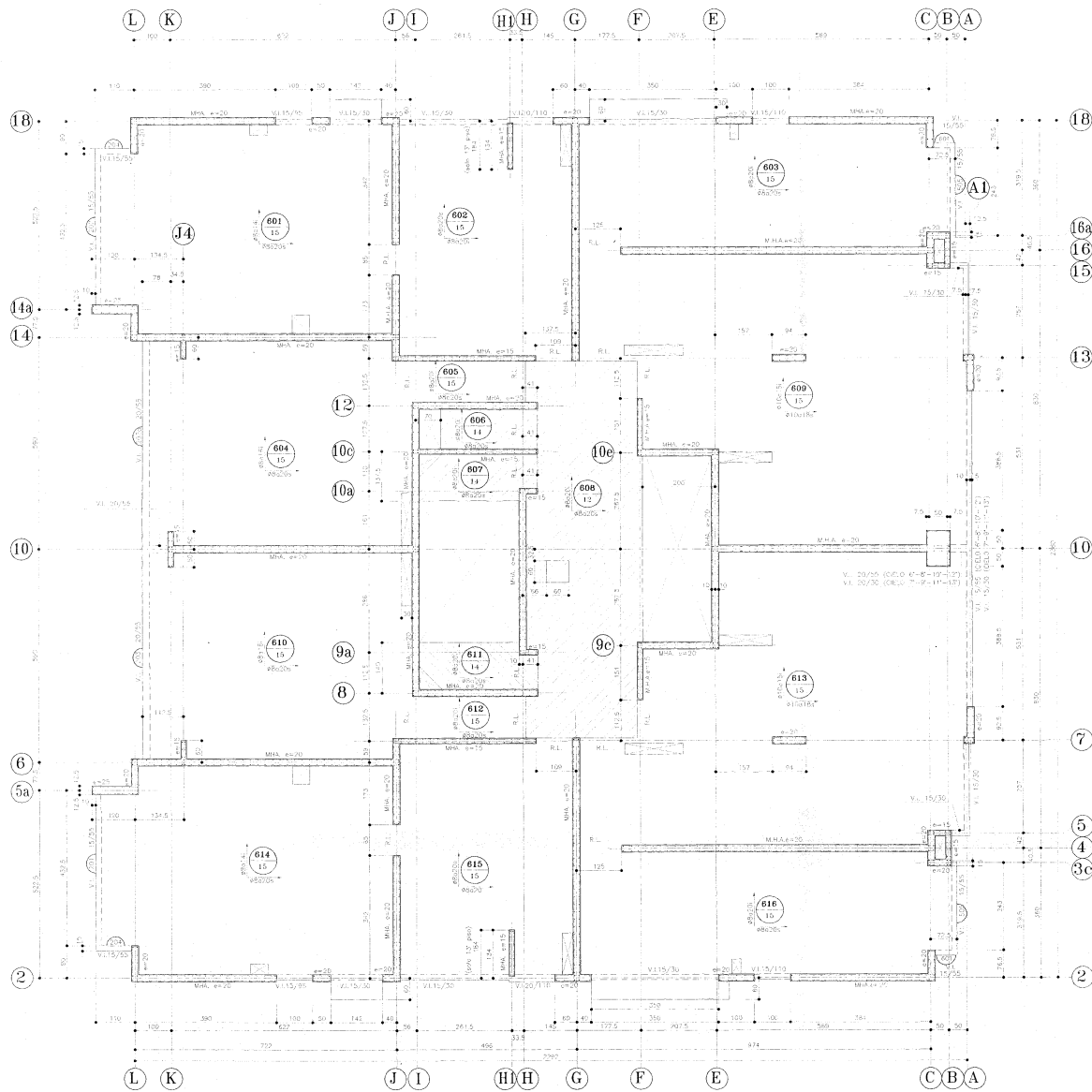


Figura 5.3 – Plano estructural típico con vista en planta de Alto Arauco.

La Figura 5.4 demarca los muros que experimentaron falla estructural por pandeo fuera del plano, que corresponde al tipo de falla estudiado en este proyecto de investigación. Ambos muros se encuentran ubicados en el segundo piso, correspondiendo a muros principalmente rectangulares con un pequeño machón en el extremo que no sufrió pandeo fuera del plano. Este elemento proporciona rigidez fuera del plano a los muros de estudio, y por este motivo el pandeo solo se produce en el extremo que no presenta este tipo de apoyo lateral.

Estos muros están ubicados en el eje G. El primero se ubica entre los ejes 4 y 7 y el segundo se ubica entre los ejes 13 y 16, por lo que se les asigna la misma nomenclatura asignada en el reporte de levantamiento de daños [21] basada en su ubicación (G7 y G13).

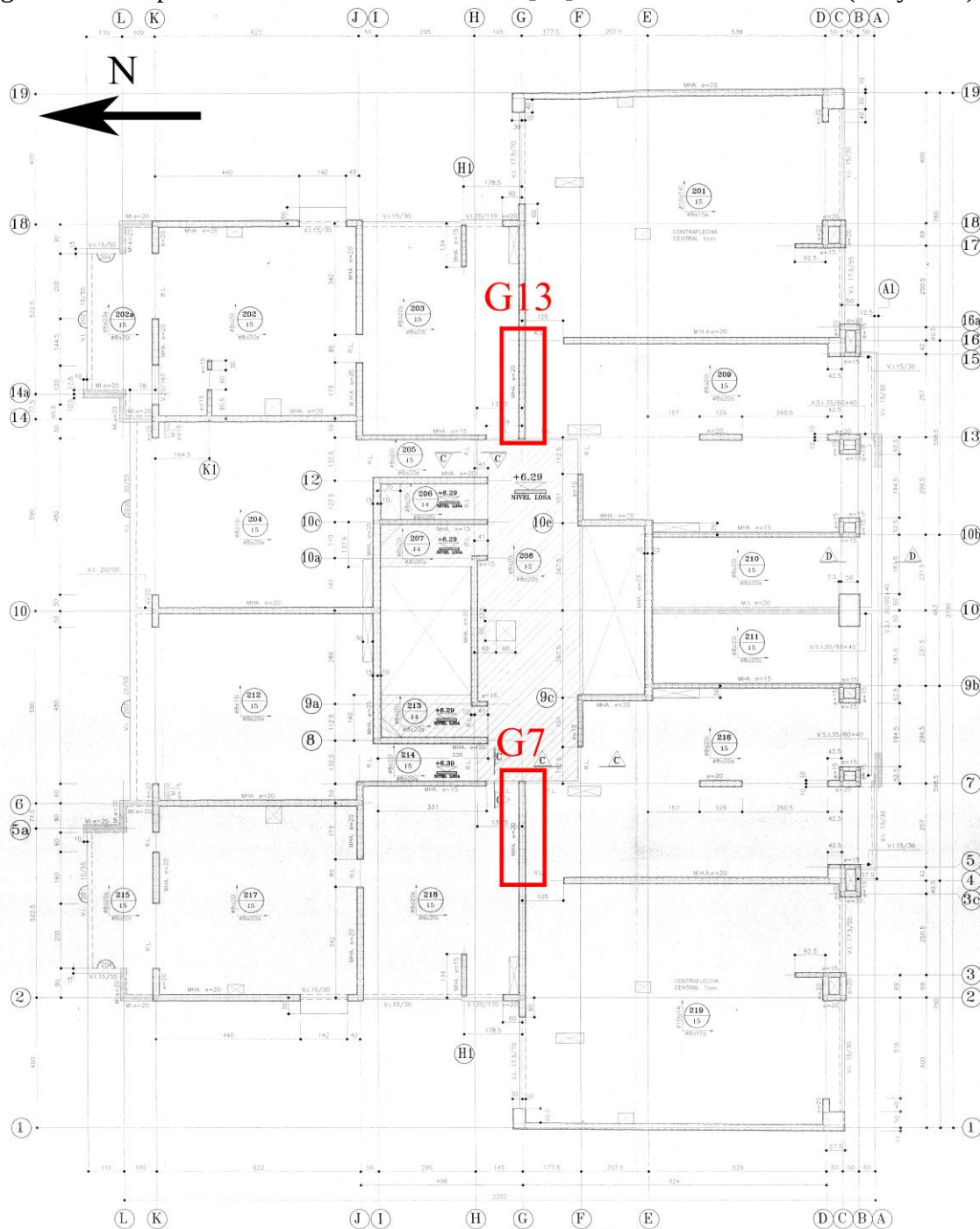


Figura 5.4 – Ubicación de los muros a estudiar en plano estructural de Alto Arauco.

En la Figura 5.5, se muestra una vista en elevación del eje G, entre ejes 2 y 7 en los primeros niveles. Se indican espesores de muro y la armadura de diseño.

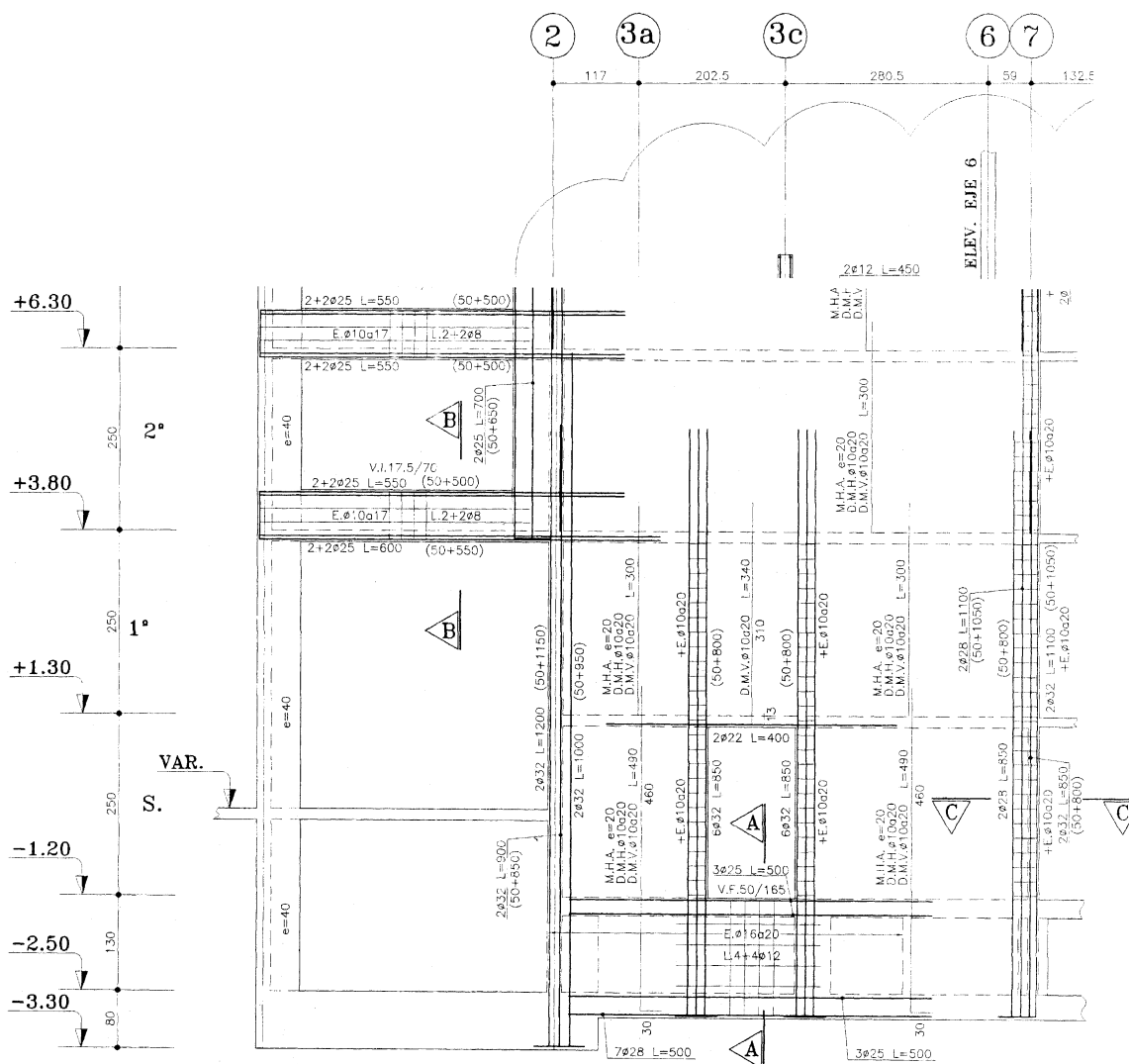


Figura 5.5 – Elevación de eje G, niveles inferiores, Alto Arauco.

5.2 Estándares de Diseño y Cargas Consideradas

Las fuerzas gravitacionales y sísmicas de diseño del edificio se obtuvieron de la norma NCh433 Of. 96 [22] (sismo) y la norma NCh 1537. Of. 86 [23] (cargas gravitacionales permanentes y de uso).

Las cargas gravitacionales consideradas en el modelo en Perform 3D se muestran en la Tabla 5.1. Para el cálculo de carga sísmica se considera un 25% de la sobrecarga de uso, según lo indicado en NCh 433 [22].

Tabla 5.1 – Cargas consideradas en modelo Perform 3D de Alto Arauco.

Tipo de Carga	Descripción	kgf/m ²
Dead Load	Carga muerta adicional al peso propio de la estructura	100
Live Load	Sobrecarga Habitaciones	200
Live Load	Sobrecarga Estacionamientos	500
Live Load	Sobrecarga Escaleras y Sectores Comunes	400

La norma NCh 433. Of. 96 [22] define un espectro de diseño de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$S_{\alpha} = \frac{IA_0\alpha}{R^*} \quad 5.1$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad 5.2$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad 5.3$$

En donde:

- S_{α} : Pseudo aceleración.
- I : Factor de importancia, Para el caso de Alto Arauco equivalente a 1 por edificio categoría C.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima, equivalente a 0.4g para zona sísmica 3.
- T_n : Periodo de vibración del modo n.
- T_0 : Parámetro dependiente del tipo de suelo, equivalente a 0.75s para suelo tipo III.
- T^* : Periodo del modo de vibrar con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- p : Parámetro dependiente del tipo de suelo, equivalente a 1 para suelo tipo III.

- R_0 : Factor de modificación de respuesta estructural, equivalente a 11 para estructuras de muros de hormigón armado.
- R^* : Factor de reducción de aceleración espectral.

Adicionalmente, la norma NCh 433 [22] define cortes basales mínimos y máximos a considerar en el diseño. La expresión que define el corte basal y los valores mínimos y máximos del coeficiente C se indican a continuación.

$$Q_0 = CIP \quad 5.4$$

$$C_{min} = \frac{A_0}{6g} \quad 5.5$$

$$C_{max} = \frac{0.35SA_0}{g} \quad 5.6$$

En donde:

- C : Coeficiente sísmico.
- I : Factor de importancia, Para el caso de Alto Arauco equivalente a 1 por edificio categoría C.
- P : Peso sísmico de la estructura tomado como la suma de la carga muerta y un 25% de la suma de la sobrecarga.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima, equivalente a 0.4g para zona sísmica 3.
- S : Factor cuyo valor es 1.2 para suelo tipo III.

En caso de que el corte basal obtenido del análisis modal espectral sea menor que el mínimo, deberá amplificarse el espectro hasta obtener el corte mínimo. En caso de que el corte basal del análisis sea mayor que el máximo, deberá reducirse el espectro de diseño para que el corte basal coincida con el valor máximo, solo para efectos de diseño por fuerzas, no así para verificación de desplazamientos, en donde el espectro no deberá reducirse.

A continuación, se presentan los periodos y factores de reducción de respuesta estructural, normativo y efectivo (ajustado por corte basal mínimo), así como también el coeficiente sísmico en las dos direcciones principales del edificio.

Tabla 5.2 – Propiedades dependientes de la dirección, Alto Arauco.

Dirección	Periodo	R^*	R_{eff}	Coeficiente sísmico
Larga	0.72	6.13	3.41	0.06
Corta	1.04	7.15	3.36	0.06

Los espectros de diseño elástico y reducido por R_{eff} se indican a continuación.

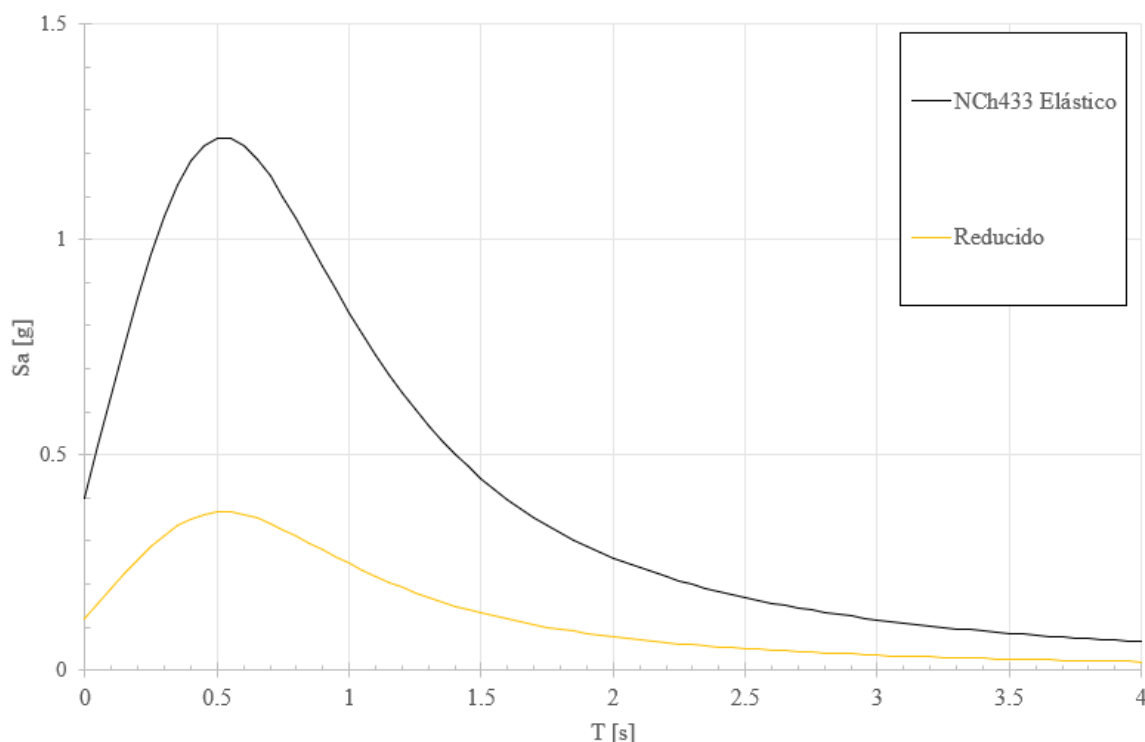


Figura 5.6 – Espectro de pseudo aceleraciones de Nch433. Of. 96 para Alto Arauco, Espectro elástico ($R^* = 1$) y reducido.

5.3 Propiedades Mecánicas de Materiales Nominales y Reales

Los hormigones especificados, según NCh170 Of. 85 [24], son H30, $f'_c=25$ MPa, para los niveles inferiores (subterráneo hasta piso 5), H25, $f'_c=20$ MPa, para los niveles superiores (piso 6 hasta piso 20) y H40, $f'_c=35$ MPa, para las elevaciones de ejes 1 y 19. El acero de refuerzo corresponde a A63-42H ($f_y=420$ MPa, $f_u=630$ MPa).

Las propiedades mecánicas reportadas en el párrafo anterior son nominales, es decir, valores considerados en el diseño. La estimación de propiedades reales se realiza amplificando los valores nominales por 1.3, para el caso del hormigón, y 1.17 para el caso del acero de refuerzo, valores promedio obtenidos de testigos.

Las relaciones constitutivas de materiales siguen la curva YURLX (Figura 3.2) y los pasos explicados en el capítulo 3.2.

Las figuras siguientes muestran las relaciones constitutivas consideradas para hormigones y aceros de refuerzo. Cabe indicar que, para el caso del hormigón, se presentan únicamente las correspondientes al elemento finito de altura 1.25 m, considerando que estas relaciones se encuentran regularizadas para prevenir la localización de la respuesta no lineal.

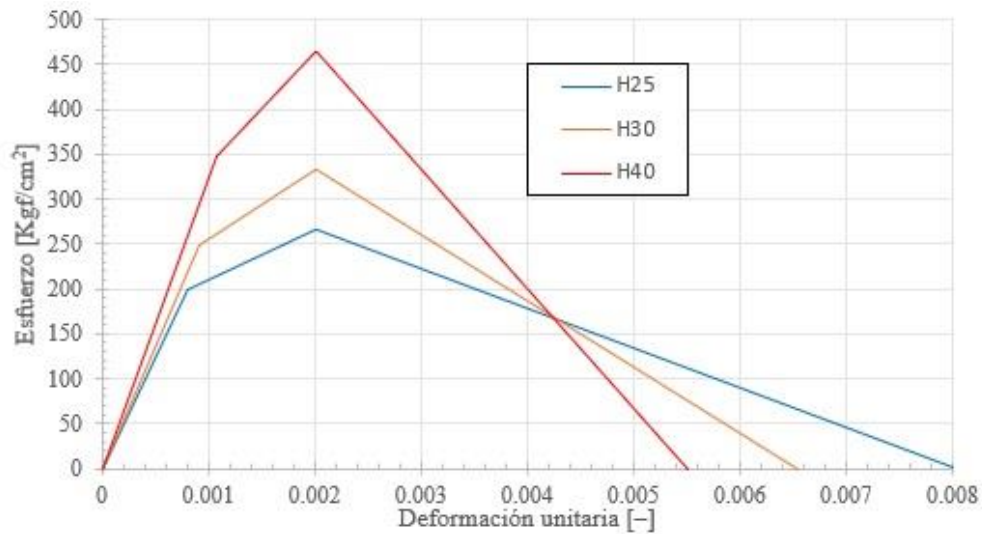


Figura 5.7 – Relaciones constitutivas de hormigones usados en modelo Perform 3D de Alto Arauco.

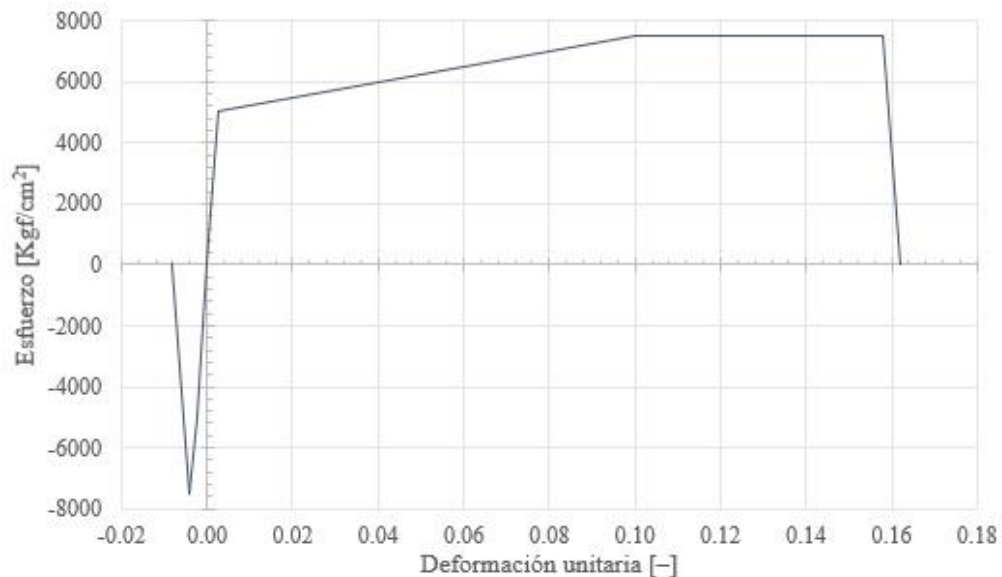


Figura 5.8 – Relación constitutiva del acero de refuerzo usado en modelo Perform 3D de Alto Arauco.

5.4 Registro de Movimiento de Suelo

La estimación de demandas globales y locales del edificio Alto Arauco se obtienen utilizando las tres componentes de movimiento de suelo del terremoto de Maule 2010, registradas en la estación más cercana a la localización del edificio (estación Concepción Centro).

La Figura 5.9 a Figura 5.11 muestran las tres componentes del registro de aceleraciones de la estación Concepción Centro.

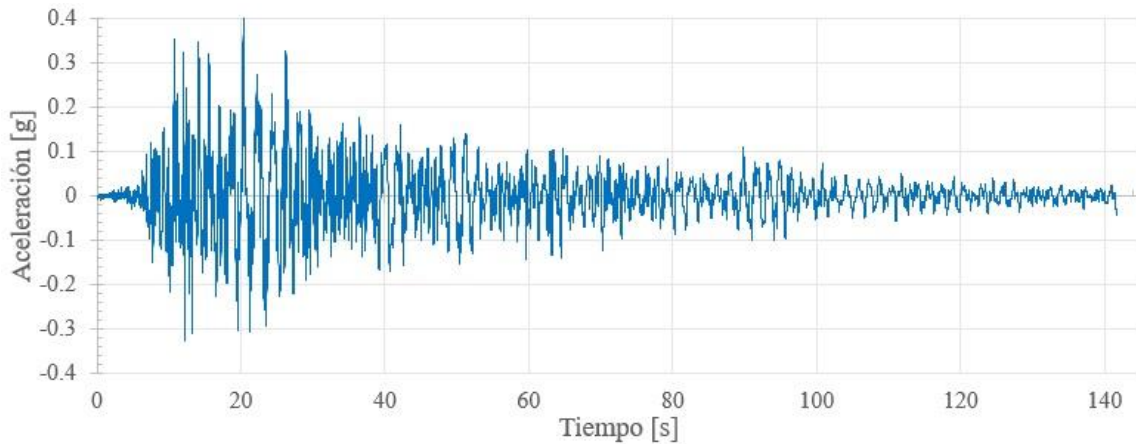


Figura 5.9 – Aceleraciones de suelo dirección Norte – Sur.

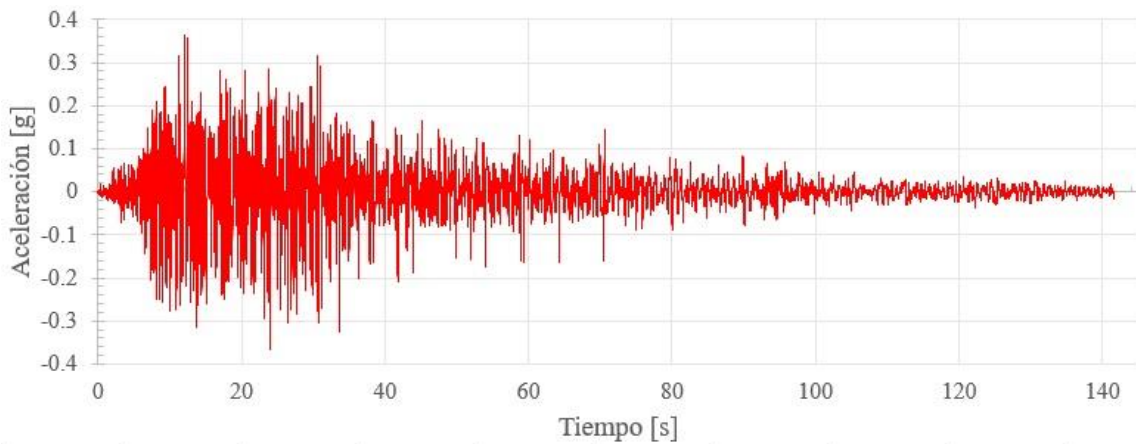


Figura 5.10 – Aceleraciones de suelo dirección vertical.

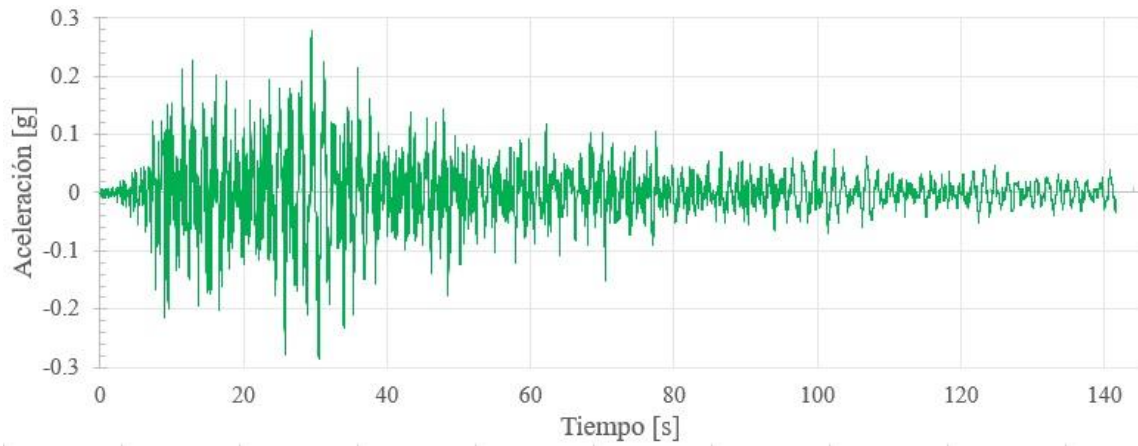


Figura 5.11 – Aceleraciones de suelo dirección Este – Oeste.

La Figura 5.12 a Figura 5.14 muestran los correspondientes espectros de pseudo aceleraciones, pseudo velocidades y desplazamientos, para una razón de amortiguamiento crítico del 5%.

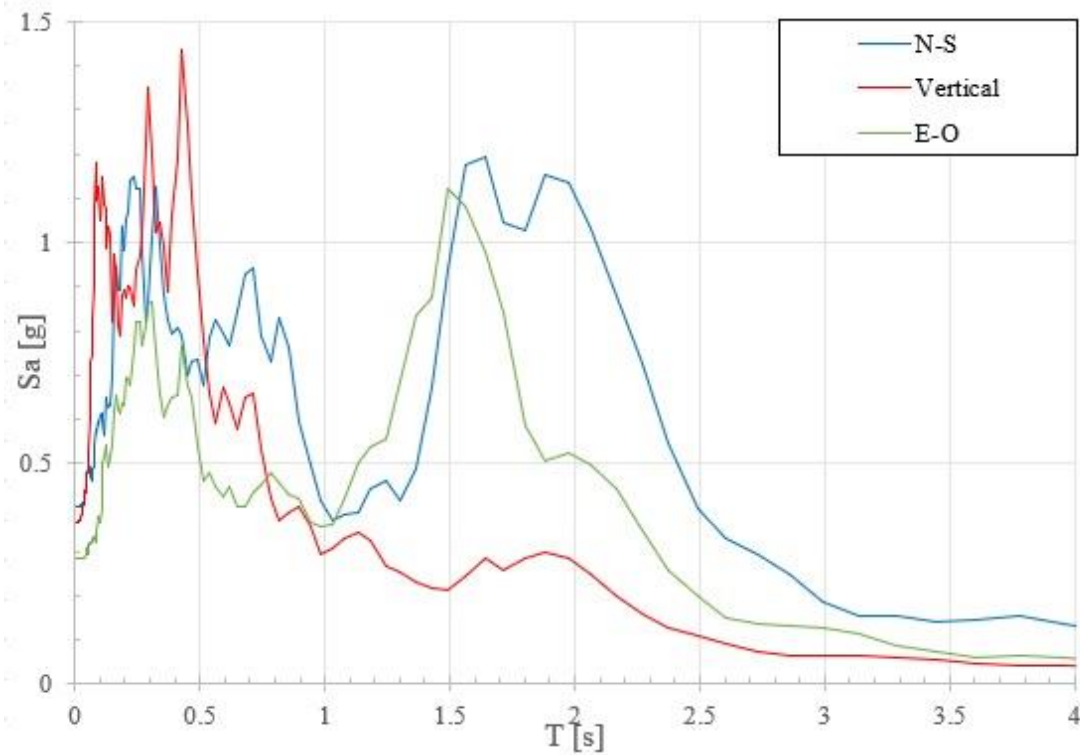


Figura 5.12 – Espectro de respuesta de pseudo aceleraciones.

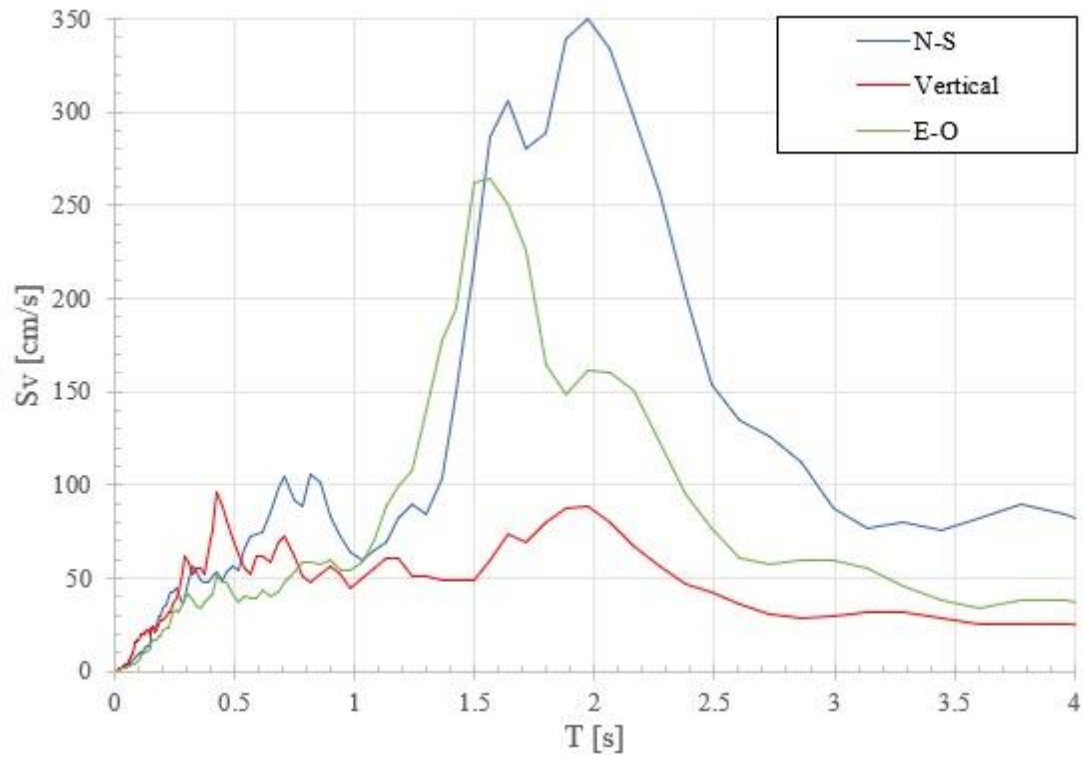


Figura 5.13 – Espectro de respuesta de pseudo velocidades.

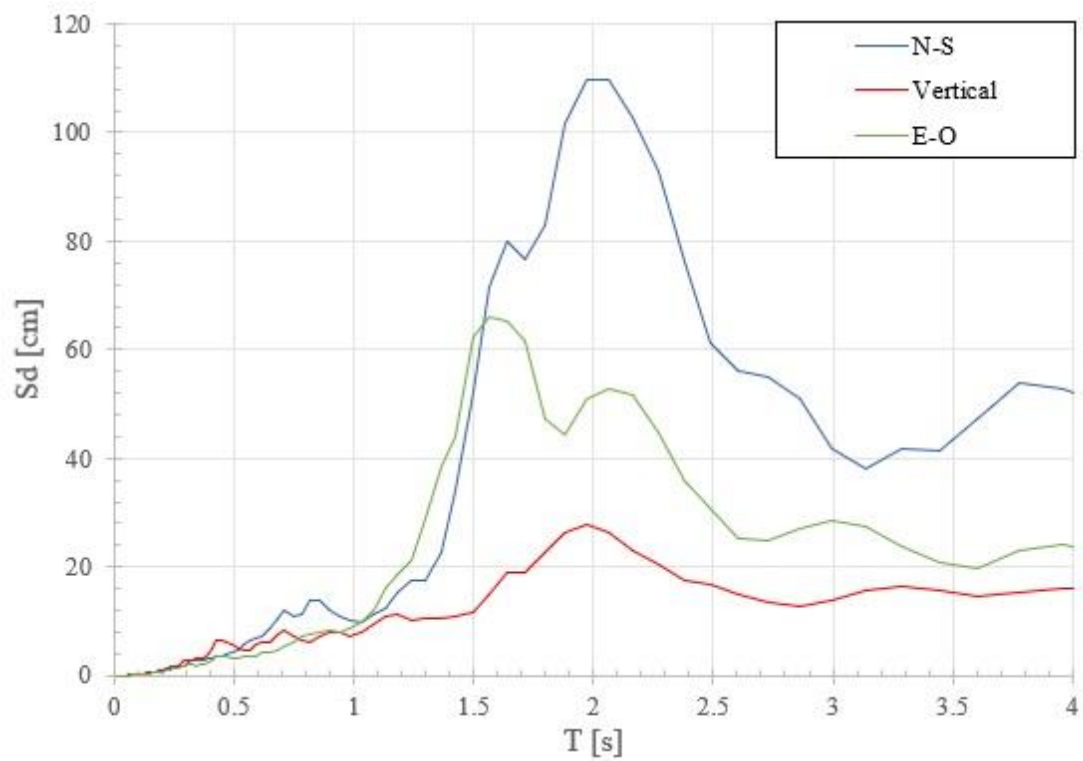


Figura 5.14 – Espectro de respuesta de desplazamientos.

La Figura 5.15 muestra una comparación entre los espectros de respuesta y el espectro de diseño NCh 433, elástico y de diseño (reducido por R*).

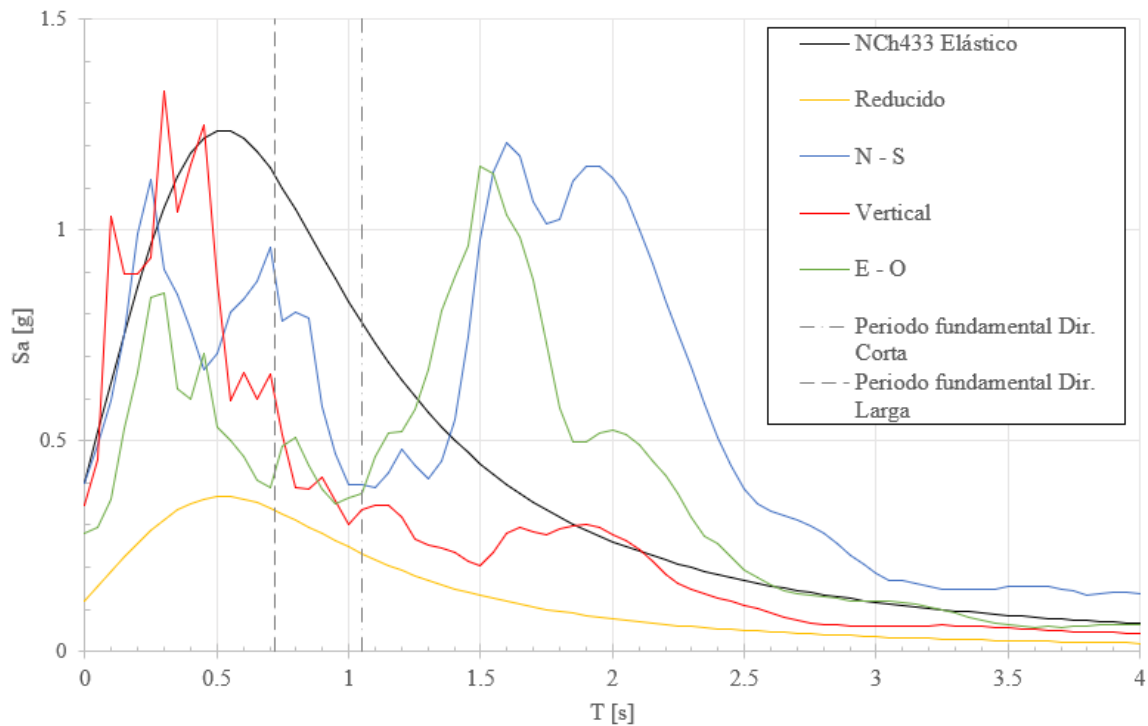


Figura 5.15 – Espectros de pseudo aceleraciones del suelo, espectros de Nch433 y periodos fundamentales.

La figura anterior indica los periodos fundamentales de las direcciones larga y corta del edificio, para los cuales se observa que los espectros de diseño son ampliamente superados por los espectros de respuesta, lo cual es consistente con el daño severo reportado en el edificio posterior al terremoto de Maule 2010.

La Intensidad de Arias [25] se define según la ecuación 5.7:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_0+D} a(t)^2 dt \quad 5.7$$

En donde:

- I_A : Intensidad de Arias.
- t_0 : Tiempo inicial del registro de aceleraciones.
- $a(t)$: Registro de aceleraciones.

La Figura 5.16 a Figura 5.18 presentan la intensidad de Arias para las tres componentes del registro de aceleraciones utilizado en el análisis.

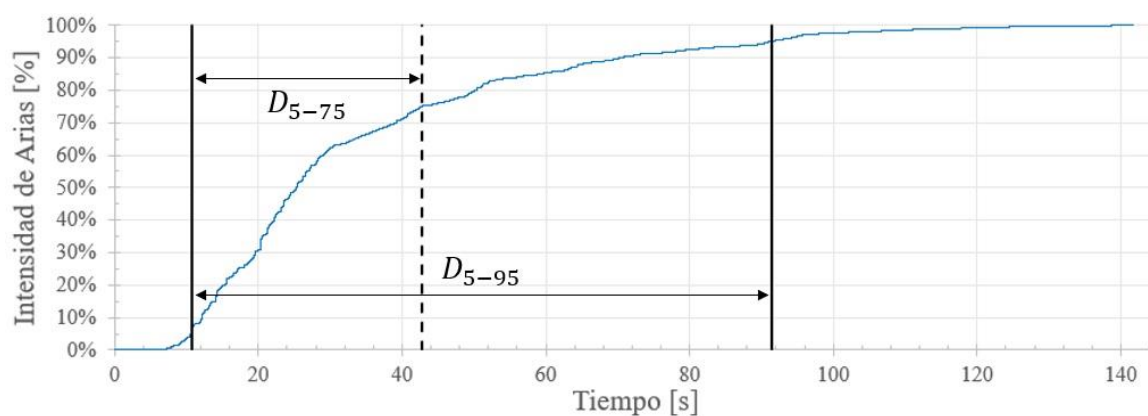


Figura 5.16 – Intensidad de Arias con respecto al tiempo, Dirección Norte – Sur.

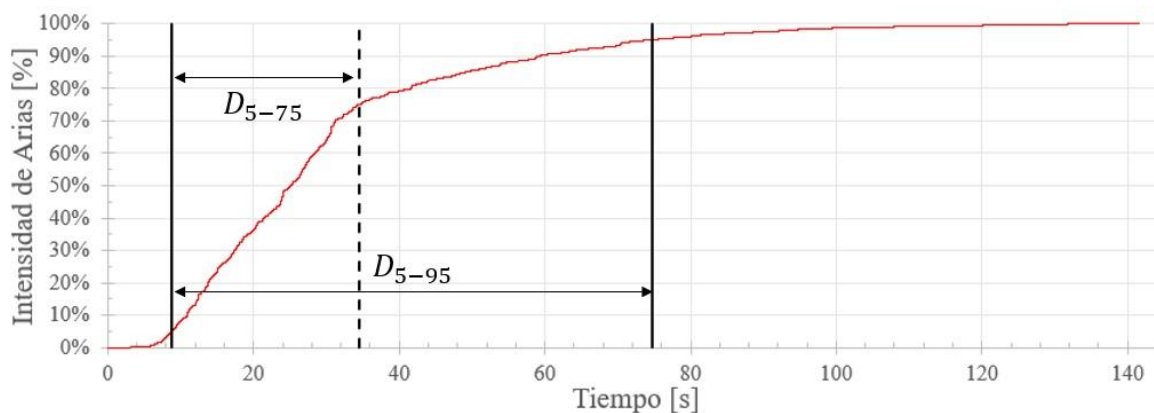


Figura 5.17 – Intensidad de Arias con respecto al tiempo, Dirección Vertical.

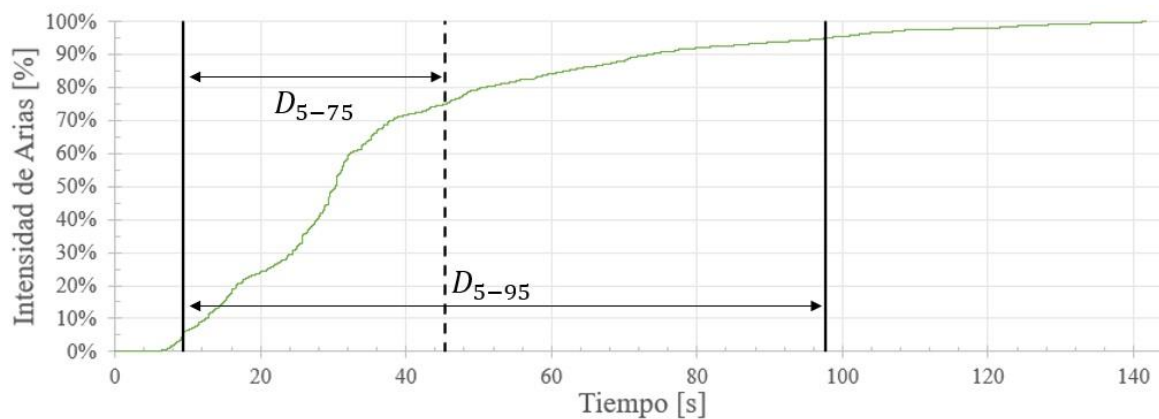


Figura 5.18 – Intensidad de Arias con respecto al tiempo, Dirección Este – Oeste.

La Figura 5.16 a Figura 5.18 presentan los porcentajes de energía liberada con respecto al tiempo de duración del terremoto para cada dirección, de donde se puede observar que la duración significativa del terremoto D_{5-75} (tiempo entre 5% y 75% de la energía liberada) es de 32 segundos para la dirección Norte – Sur, 26 segundos para la dirección Vertical y 36 segundos para la dirección Este – Oeste, mientras que, la duración significativa D_{5-95} (tiempo entre 5% y 95% de la energía liberada) es de 81 segundos para la dirección Norte – Sur, 66 segundos para la dirección Vertical y finalmente 88 segundos para la dirección Este – Oeste.

A continuación, se indican los intervalos D_{5-75} y D_{5-95} directamente en los registros de aceleraciones para cada componente.

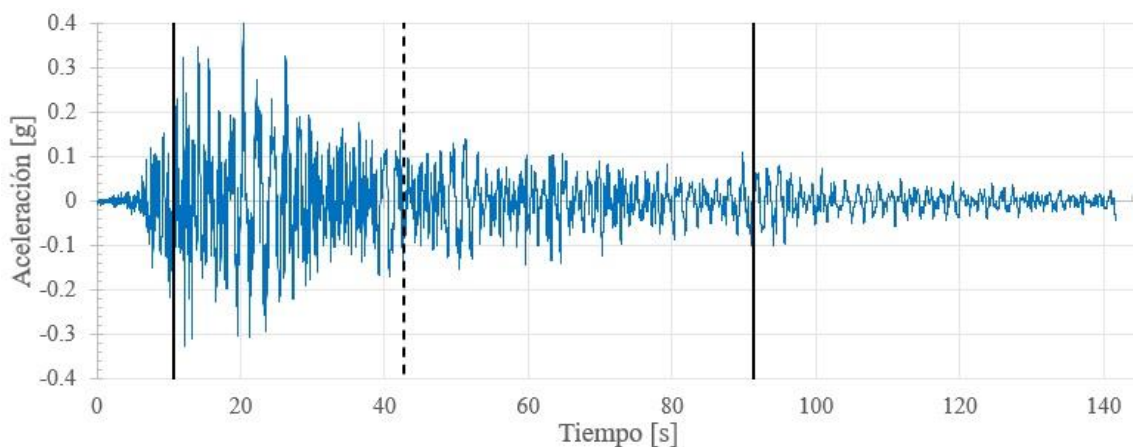


Figura 5.19 – Aceleraciones de suelo dirección Norte – Sur con intervalos de mayores liberaciones de energía.

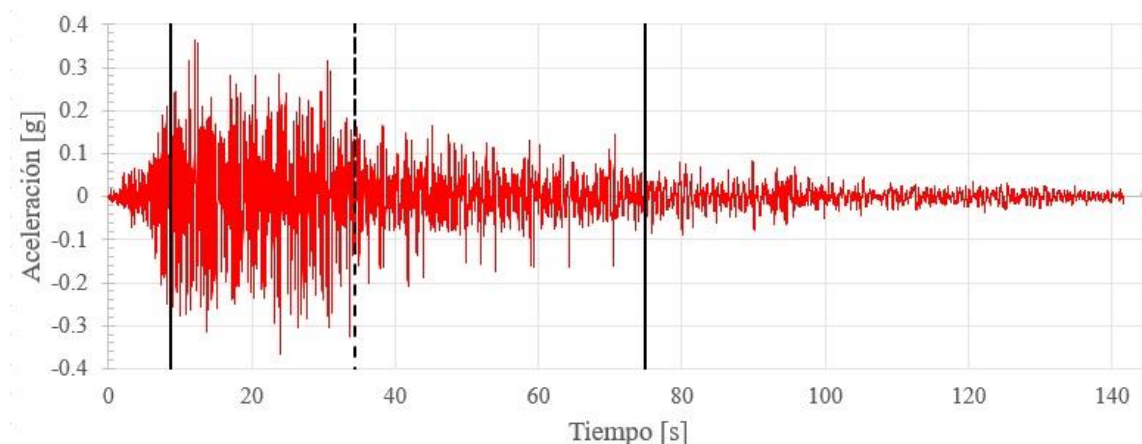


Figura 5.20 – Aceleraciones de suelo dirección Vertical con intervalos de mayores liberaciones de energía.

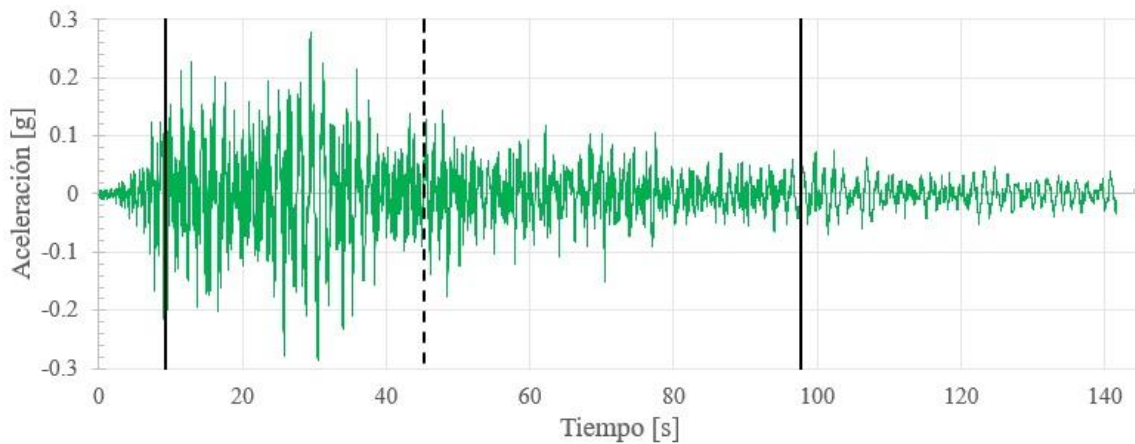


Figura 5.21 – Aceleraciones de suelo dirección Este – Oeste con intervalos de mayores liberaciones de energía.

5.5 Daño Sísmico Reportado Posterior al Terremoto Mw 8.8 del Maule (Chile)

El reporte de daño sísmico del edificio Alto Arauco se obtuvo del documento DICTUC [21]. El levantamiento de daños se realizó en dos etapas; inspección general de tipo visual del exterior de la estructura y una inspección más detallada del interior del edificio.

En primer lugar, no se reportaron fallas del terreno de fundación. Desde el exterior del edificio se aprecian daños puntuales en vigas de acople, de carácter leve a severo, más algunos daños bien distribuidos en fachada.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.22 – Daño exterior cara sur reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco [21].

Las cuatro caras perimetrales del edificio se estructuran por un sistema formado por machones y vigas de hormigón armado. La cara norte no presenta daños en las vigas de acople como en el caso de la cara sur (Figura 5.22) sino que el daño se presenta en el machón central del edificio (Figura 5.24), en donde existe un elemento de poca altura, sin confinamiento, que sufre falla por compresión.



Figura 5.23 – Daño exterior cara norte reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco [21].

En la estructura independiente de estacionamientos colindante con la cara norte, presenta una estructura de marcos rígidos y vigas que reposan sobre salientes (consolas) en la estructura principal. Aquí se reportaron daños de diversa intensidad sobre estas consolas, en algunos casos de carácter severo como se muestra en la Figura 5.24 (a) donde la consola está prácticamente desconectada de la estructura principal.



Figura 5.24 – Daño estacionamientos reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco [21].

La Figura 5.25 presenta los daños exteriores en los sectores oriente y poniente del edificio alto Arauco.

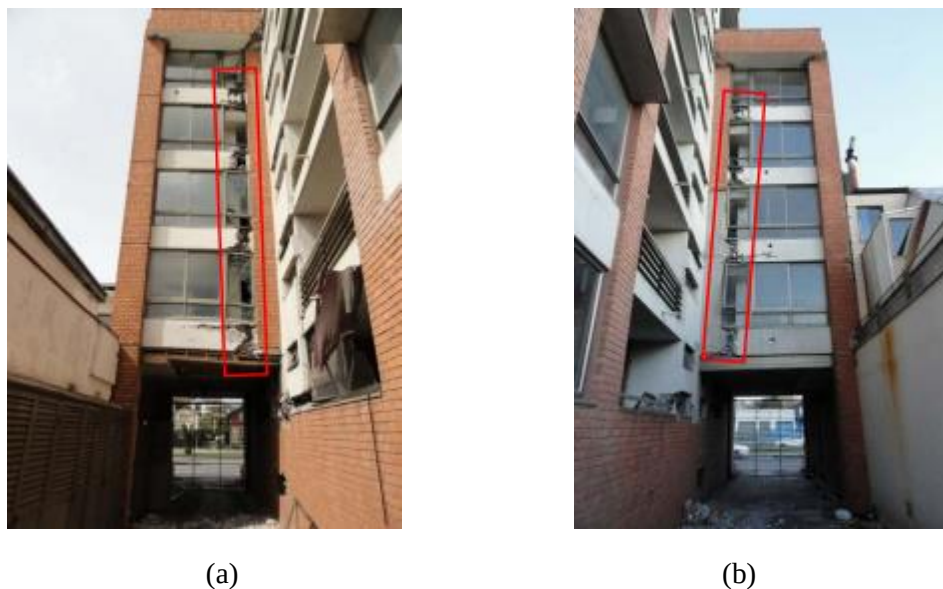


Figura 5.25 – Daño salientes de sector oriente y poniente, reportado luego del terremoto de 2010, Alto Arauco, a) sector oriente b) sector poniente [21].

En el interior del edificio se observaron distintos tipos de daños de diversas magnitudes, concentrándose en los primeros cuatro pisos los daños más importantes. En general corresponden a daños por flexo-compresión y daños por corte tanto longitudinal como transversal.

Cabe destacar que vigas se observan solo en el exterior del edificio. Interiormente el sistema estructural está compuesto exclusivamente por muros de hormigón armado.

Las losas de hormigón armado presentaron mucho daño de distinta magnitud en todos los niveles de la estructura, cuya falla típica correspondió al daño por punzonamiento, probablemente causadas por la falta de vigas dintel, lo cual en los diseños estructurales actuales de edificios habitacionales chilenos es bastante típico.

Adicionalmente, la falla por pandeo global observada en muros del eje G en el segundo piso causa una inclinación en la losa soportada, apreciable en la Figura 5.26 (a).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.26 – Daño reportado en losas luego del terremoto de 2010 de Alto Arauco [21].

El sector con más daño del edificio corresponde al sector oriente, y se presume que el inicio de las fallas de toda la estructura empieza en los muros estructurales del eje G ubicados en el primer piso.

La Figura 5.27 presenta los daños de los muros del eje G del primer piso, en donde también se puede observar que la única diferencia entre ambos muros es la existencia de un vano en el muro del ala oriente, que no se encuentra especificado en los planos estructurales.



(a)

(b)

Figura 5.27 – Daño de muros eje G primer luego del terremoto de 2010 de Alto Arauco, a) sector poniente b) sector oriente [21].

Los muros estructurales presentaron principalmente fallas a flexo-compresión y en algunos casos fallas por corte. La mayoría de los daños se ubican entre los pisos 1 y 3 sobre todo en el sector oriente. Varios de estos muros presentan pandeo fuera de plano, además de pérdidas de recubrimiento y en los casos más severos del hormigón del núcleo confinado.

Los casos más emblemáticos son los muros a estudiar en el presente proyecto (G7 y G13), muros gemelos en el eje G del segundo piso, que presentaron daño severo por pandeo fuera del plano. En la Figura 5.28 se puede observar la magnitud de los daños en estos muros.



(a)

(b)

Figura 5.28 – Pandeo fuera de plano en muros de Alto Arauco (eje G, segundo piso); a) Muro ubicado en ala poniente, b) Muro ubicado en ala oriente [21].

Finalmente, los elementos no estructurales presentaron diversos tipos de daño de diversa magnitud y en todos los niveles del edificio: desprendimiento de las terminaciones de ladrillo, desprendimiento de cerámicos en zonas con daño de punzonamiento, desprendimiento de cielo falso, pandeo de la tabiquería principalmente entre los pisos 1 y 4, deformación de marcos de puertas y ventanas, entre otros.



Figura 5.29 – Daño observado en elementos no estructurales en edificio Alto Arauco; a) Tabiquería divisora pandeada, b) desprendimiento de terminación de cerámica [21].

Adicionalmente, DICTUC [21] elaboró una tabla resumen donde se cuantifican los daños sufridos por el edificio Alto Arauco posterior al terremoto del Maule 2010, utilizando la siguiente nomenclatura:

- Daño leve: Elementos con fisuras entre 0.3 y 0.5 mm. Se denota con color verde.
- Daño importante: Elemento con fisuras mayores a 0.5 mm y con eventuales pérdidas de material. Se denota con color azul.
- Daño muy severo: Elementos que alcanzaron su resistencia máxima y presentan una pérdida importante de material. Se denota con color rojo.

Tabla 5.3 – Resumen de daños reportados de Alto Arauco posterior al terremoto de 2010 [21].

	Columnas				Vigas				Muros				Total			
				Total				Total				Total				Total
Piso -1	0	0	0	0	1	1	0	2	0	1	2	3	1	2	3	6
Piso 1	0	0	0	0	1	2	3	6	4	3	11	18	5	5	14	24
Piso 2	0	1	0	1	1	4	2	7	11	1	9	21	12	6	11	29
Piso 3	0	0	0	0	0	1	3	4	11	8	3	22	11	9	6	26
Piso 4	0	0	0	0	0	1	5	6	12	2	0	14	12	3	5	20
Piso 5	0	0	0	0	0	3	0	3	5	1	0	6	5	4	0	9
Piso 6	0	0	0	0	4	4	2	10	5	0	1	6	9	4	3	16
Piso 7	0	0	0	0	4	2	1	7	3	0	0	3	7	2	1	10
Piso 8	0	0	0	0	2	1	3	6	0	1	1	2	2	2	4	8
Piso 9	0	0	0	0	1	4	2	7	0	1	0	1	1	5	2	8
Piso 10	0	0	0	0	1	3	3	7	1	1	0	2	2	4	3	9
Piso 11	0	0	0	0	1	6	1	8	0	0	0	0	1	6	1	8
Piso 12	0	0	0	0	0	5	1	6	0	0	0	0	0	5	1	6
Piso 13	0	0	0	0	0	4	1	5	1	0	0	1	1	4	1	6
Piso 14	0	0	0	0	0	11	3	14	0	1	0	1	0	12	3	15
Piso 15	0	0	0	0	0	3	0	3	3	2	0	5	3	5	0	8
Piso 16	0	0	0	0	0	0	0	0	4	2	1	7	4	2	1	7
Piso 17	0	0	0	0	1	1	0	2	3	4	4	11	4	5	4	13
Piso 18	0	0	0	0	0	1	0	1	1	2	0	3	1	3	0	4
Piso 19	0	0	0	0	0	1	1	2	1	1	4	6	1	2	5	8
Piso 20	0	0	0	0	0	0	1	1	0	5	1	6	0	5	2	7
Total	0	1	0	1	17	58	32	107	65	36	37	138	82	95	69	246

5.6 Modelo No Lineal Perform 3D

Se modela el edificio Alto Arauco en su totalidad utilizando el software Perform 3D, para determinar el inicio de la inestabilidad lateral fuera de plano de los muros esbeltos de hormigón armado G7 y G13 (Figura 5.4 y Figura 5.28).

Se ejecutan análisis pushover y de respuesta en el tiempo no lineal, utilizando los registros de aceleraciones presentados en la sección 5.4.

La Figura 5.30 muestra una vista tridimensional del modelo Perform 3D del edificio Alto Arauco.

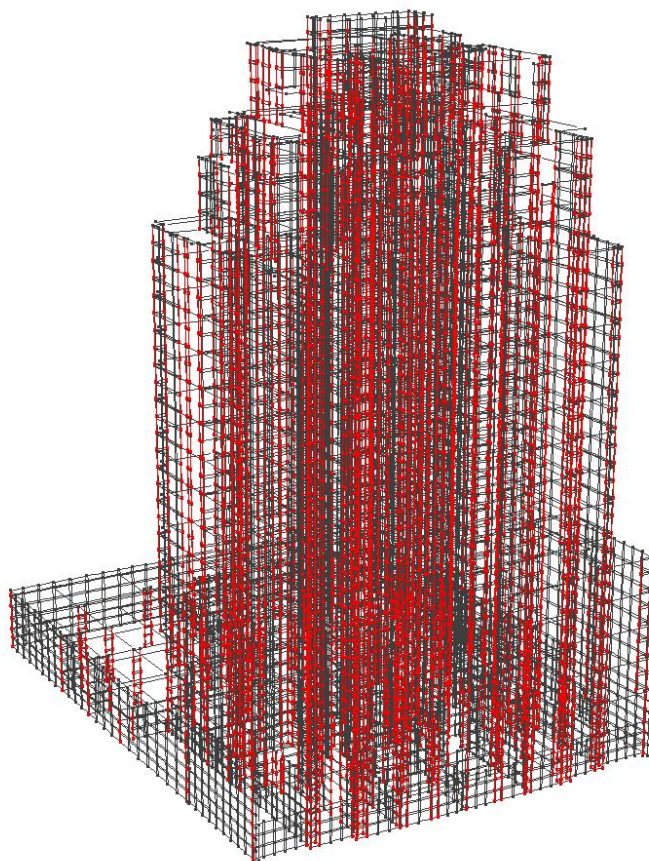


Figura 5.30 – Vista tridimensional, modelo de Alto Arauco en Perform 3D.

Para el modelado de muros se siguen las recomendaciones de Lowes et al. [14], adicional a lo presentado en el Capítulo 4.

En particular, los aceros de refuerzo de los elementos de borde se modelan como elementos “Steel Bar/Tie/Strut”, cuya área es igual a la suma de las áreas de los aceros de refuerzo de cada borde, en lugar de ser incluidos directamente a nivel de fibra.

El mallado de elementos finitos de los muros del edificio corresponde a tres elementos verticales por piso en el nivel subterráneo y primer nivel seguido de dos elementos verticales por piso para el resto de los pisos. Las divisiones horizontales se realizan de forma que los elementos finitos sean lo más cuadrados posible, respetando la conectividad en nodos.

Los muros del edificio Alto Arauco no poseen confinamiento en elementos de borde, por tanto, no es requerido definir fibras especiales de hormigón confinado en dichos bordes, y se opta por un modelo de muros en fibras del tipo “Auto Size”, cuyos materiales se especifican en la Figura 5.7 y Figura 5.8.

La Figura 5.31 presenta una elevación del eje G del modelo Perform 3D del edificio Alto Arauco.

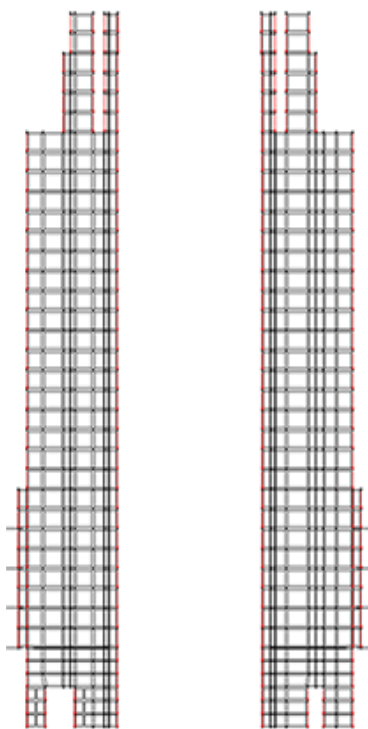


Figura 5.31 – Elevación eje G, modelo edificio Alto Arauco en Perform 3D.

Las columnas y vigas del edificio fueron modeladas con elementos elásticos. El modelo no incluye losa. La descarga vertical en elementos soportantes se considera mediante áreas tributarias, y el comportamiento sísmico a través de diafragmas rígidos definidos para cada piso. Se incluye el efecto $P\Delta$ en los muros, barras de acero de los elementos de borde, vigas y columnas.

Respecto al amortiguamiento utilizado en el análisis dinámico no lineal, se considera 2.5% de amortiguamiento modal y, siguiendo recomendaciones del manual de usuario de Perform 3D [13], se añade amortiguamiento de Rayleigh de 0.1% para prevenir desplazamientos de modos de alta frecuencia no amortiguados.

Tabla 5.4 – Análisis modal edificio Alto Arauco en Perform 3D.

Modo	Periodo [s]	Porcentaje de masa modal, dirección Norte – Sur	Porcentaje de masa modal, dirección Este – Oeste
1	1.05	0.0190%	71.1938%
2	0.74	3.9498%	0.0679%
3	0.73	66.4701%	0.0075%
4	0.30	0.0023%	18.4411%
5	0.24	1.0469%	0.0771%
6	0.23	16.7355%	0.0001%
7	0.17	0.0026%	6.4773%
8	0.16	0.1578%	0.0034%
9	0.14	8.4868%	0.0002%
10	0.11	0.0002%	3.5931%
11	0.10	0.1042%	0.1115%
12	0.09	3.0204%	0.0007%

De la Tabla 5.4 se puede observar que el tercer modo tiene el mayor porcentaje de masa modal en la dirección larga (Norte – Sur) del edificio con un periodo de 0.73 segundos, mientras que el primer modo tiene el mayor porcentaje de masa modal en la dirección corta (Este – Oeste) del edificio con un periodo de 1.05 segundos.

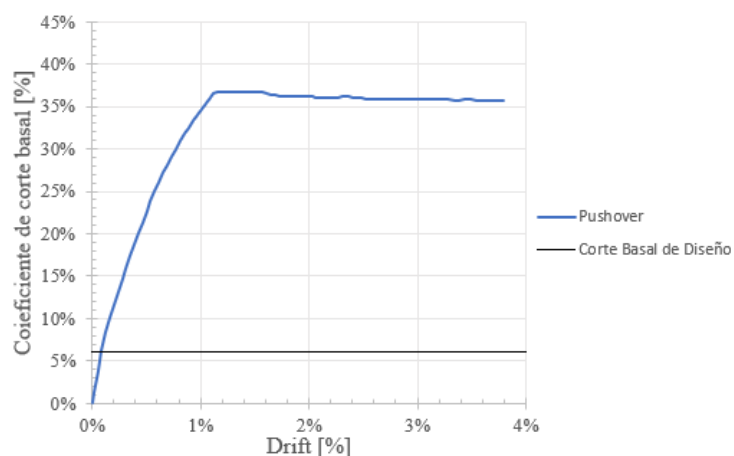
5.7 Demanda Sísmica desde Análisis Pushover

El modelo Perform 3D de Alto Arauco es sometido a un análisis pushover para estimar la respuesta global y local, así como también el punto de desempeño de la estructura.

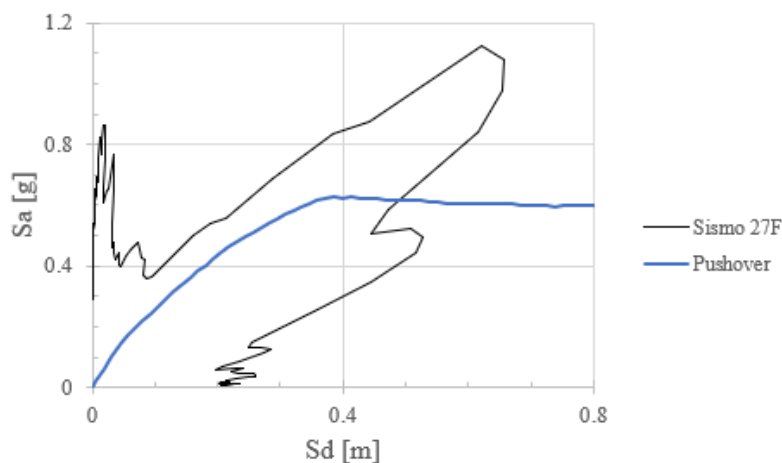
Este análisis se realiza en la dirección Este – Oeste de Alto Arauco, puesto que los muros de interés para esta investigación (muros pandeados G7 y G13) son paralelos a esta dirección. Con los resultados del análisis pushover se estima la sobre resistencia (Ω) del edificio, calculada como la razón entre el corte basal máximo alcanzado durante el análisis, Q_{max} , y el corte basal de diseño, Q_d , según la ecuación 5.8.

$$\Omega = \frac{Q_{max}}{Q_d} \quad 5.8$$

La Figura 5.32 y Figura 5.33 muestran las curvas de pushover, en términos de coeficiente corte basal y formato ADRS, en ambos sentidos de la dirección Este – Oeste del edificio Alto Arauco. Las curvas en formato ADRS incorporan adicionalmente la respuesta obtenida de la componente horizontal más demandante del sismo del Maule 2010, registrado en la estación Concepción Centro. Se observa que la demanda espectral de desplazamiento de la estructura es aproximadamente 50 cm ambos sentidos de análisis, lo que corresponde a un drift de techo del orden de 1.2%.

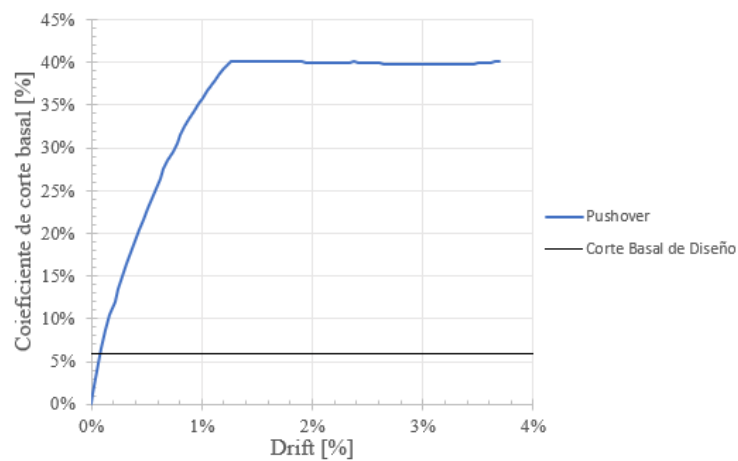


(a)

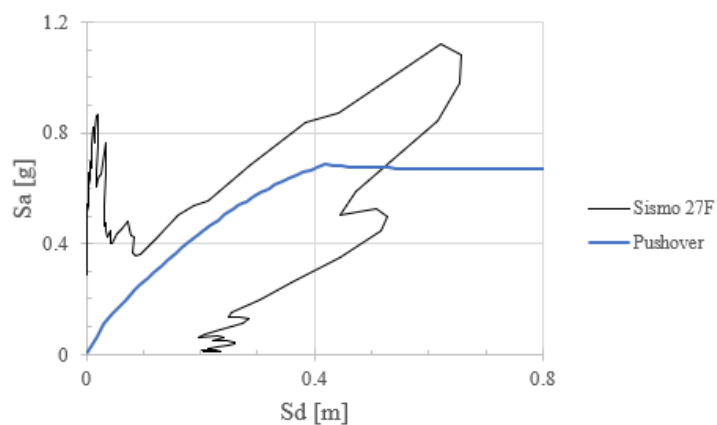


(b)

Figura 5.32 – Curva de pushover edificio Alto Arauco dirección Este: (a) Coeficiente de corte basal
(b) Formato ADRS.



(a)



(b)

Figura 5.33 – Curva de pushover edificio Alto Arauco dirección Oeste: (a) Coeficiente de corte basal (b) Formato ADRS.

La Tabla 5.5 presenta la sobre resistencia estimada a partir de cada curva de pushover.

Tabla 5.5 – Sobre resistencia estimada para edificio Alto Arauco.

Sentido del análisis pushover	Sobre resistencia (Ω)
Este	6.2
Oeste	6.7

De la Figura 5.32 (a) se puede observar que, en la dirección Este, el corte basal llegó a un aproximado de 36% del peso sísmico de la estructura con un 1.1% de drift de techo, mientras que en la Figura 5.33 (a) para la dirección Oeste llegó a un aproximado del 40% del peso sísmico de la estructura para un valor similar de drift de techo. Las sobre resistencias estimadas son 6.2 y 6.7 respectivamente, valores que están dentro del rango de lo que se ha reportado en edificios de similares características [20].

La Figura 5.34 y Figura 5.35 muestran las deformaciones unitarias verticales en el borde del alma de los muros G7 y G13 en el segundo piso del edificio, borde que experimentó pandeo fuera del plano durante el terremoto del Maule del 2010. Estas deformaciones han sido determinadas a partir de los análisis pushover en los dos sentidos de la dirección Este – Oeste del edificio. Los resultados son presentados para diversos niveles de drift de techo, incluyendo el valor correspondiente a la demanda estimada a partir de la curva de pushover en formato ADRS.

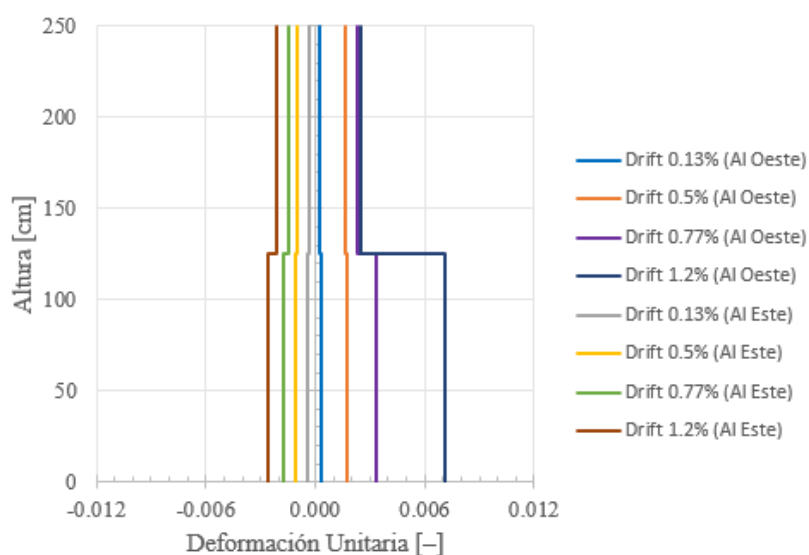


Figura 5.34 – Deformación unitaria vertical en borde muro G7, segundo piso, análisis pushover.

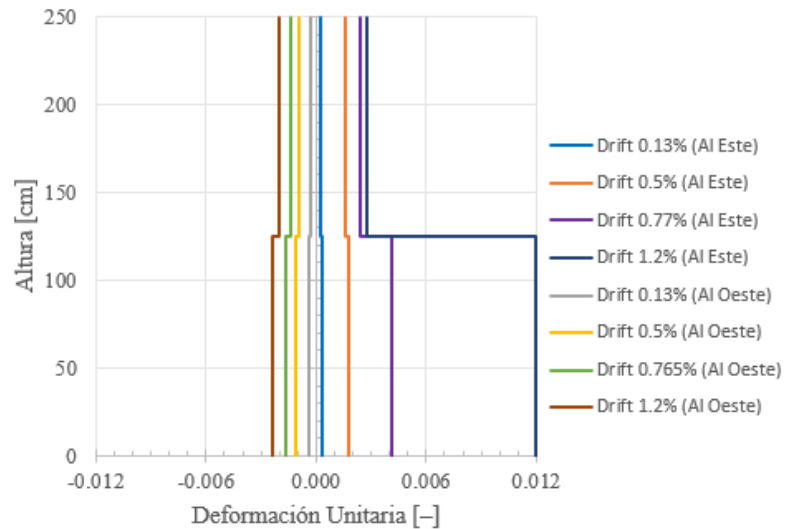


Figura 5.35 – Deformación unitaria vertical en borde de muro G13, segundo piso, análisis pushover.

Se observa, en la Figura 5.34 y Figura 5.35 y que para la demanda estimada de drift de techo impuesta por el terremoto de Maule 2010, correspondiente a 1.2%, la deformación vertical en el borde del alma de los muros pandeados corresponde a +0.007 (tracción) y -0.003 (compresión) y +0.012 (tracción) y -0.002 (compresión) para los muros G7 y G13 respectivamente.

5.8 Demanda Sísmica desde Análisis Dinámico No Lineal

Se realiza un análisis dinámico no lineal al modelo de Alto Arauco utilizando los registros de aceleraciones del terremoto de Maule del 2010, medidos en la estación Concepción Centro, bajo el supuesto de que el registro coincide con el experimentado por el edificio a nivel de sello de fundación. El análisis dinámico es multicomponente, en donde cada componente se orienta en la correspondiente dirección principal del edificio.

Perform 3D utiliza para análisis dinámico el método de integración de Newmark-Beta. El paso de tiempo considerado es de 0.005s, que coincide con la data obtenida del registro de aceleraciones.

La Figura 5.36 y Figura 5.37 muestran los desplazamientos máximos de cada piso, medidos en el correspondiente centro de masa, presentados durante el análisis dinámico. Se puede observar mayores demandas de desplazamiento en la dirección Este – Oeste de la estructura, particularmente en el sentido Este, concordando así con el reporte de daños de Alto Arauco post terremoto (sección 5.5). El modelo se desplaza en su último piso en 29 cm

dirección norte, 24 cm dirección sur, 92 cm dirección este y finalmente 61 cm en la dirección oeste.

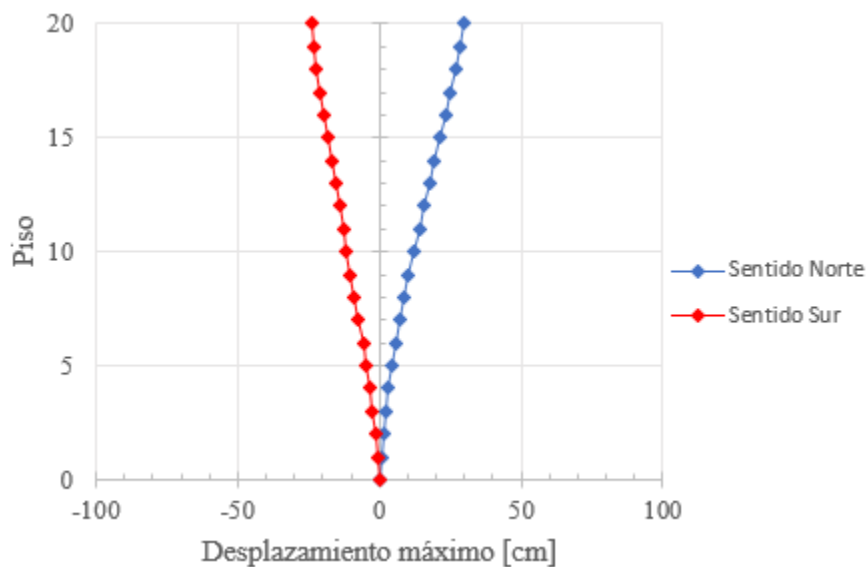


Figura 5.36 – Desplazamientos máximos dirección Norte – Sur.

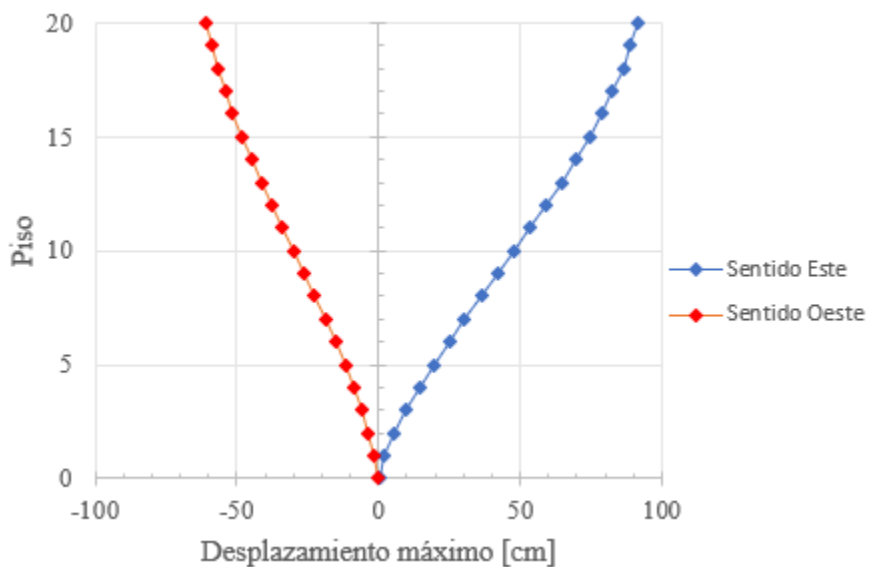


Figura 5.37 – Desplazamientos máximos dirección Este - Oeste.

La Figura 5.38 y Figura 5.39 muestran los drifts de techo en ambas direcciones Norte – Sur y Este – Oeste, respectivamente medidos del análisis dinámico.

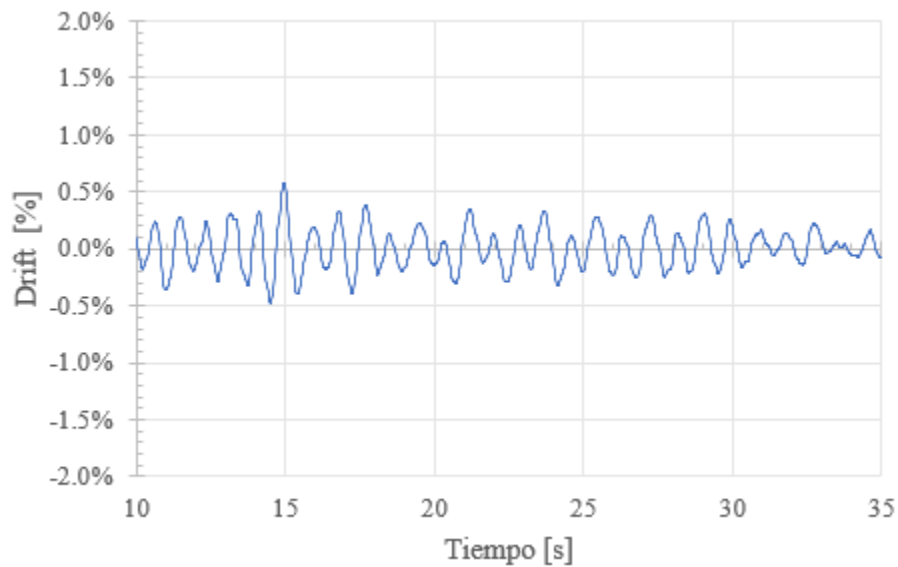


Figura 5.38 – Drift de techo versus tiempo, dirección Norte – Sur.

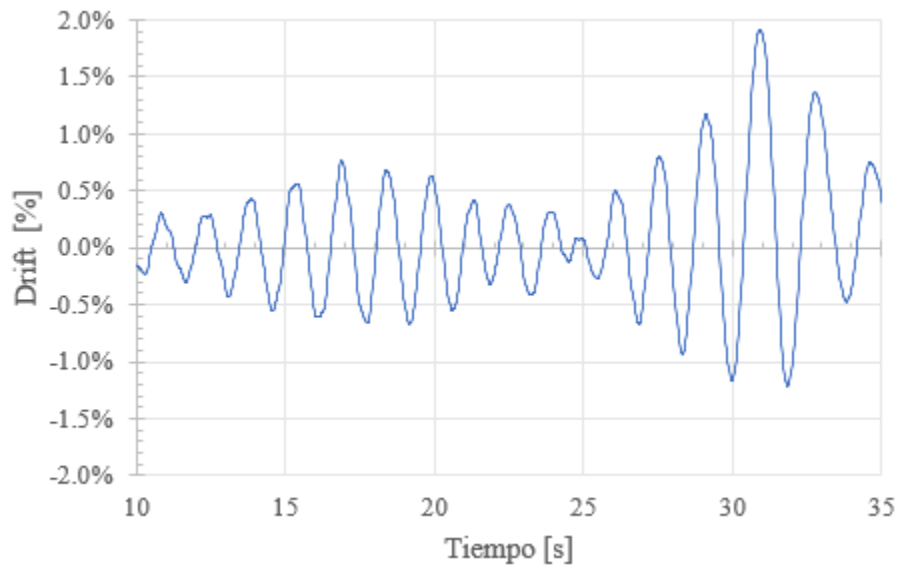


Figura 5.39 – Drift de techo versus tiempo, dirección Este – Oeste.

La Figura 5.40 y Figura 5.41 muestran las deformaciones unitarias verticales en el borde de los muros estudiados (G7 y G13) durante el análisis dinámico.

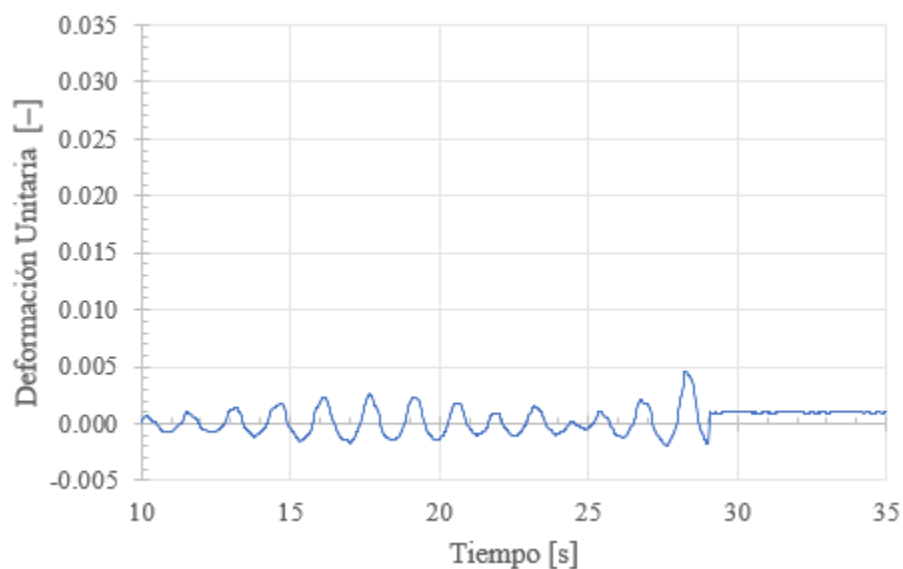


Figura 5.40 – Deformaciones unitarias versus tiempo, borde de alma muro G7, segundo piso.

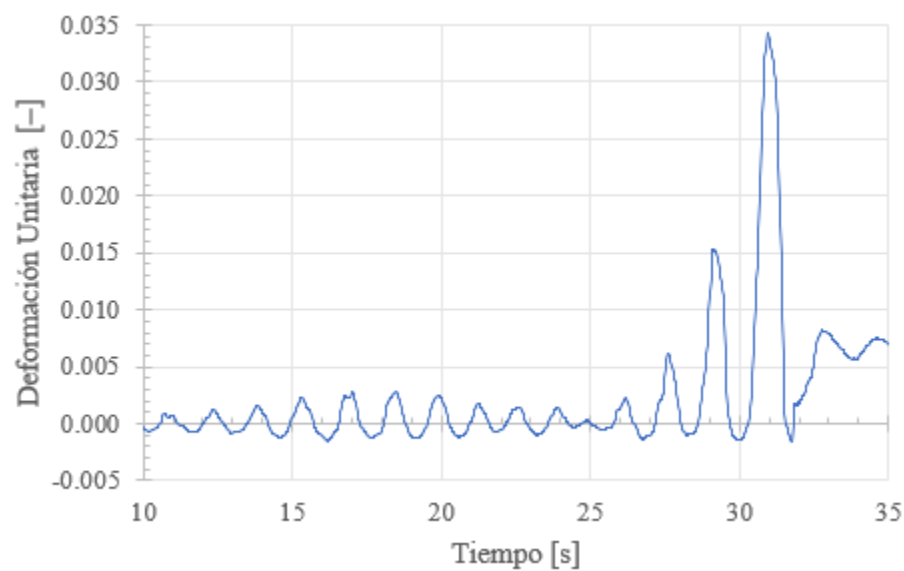


Figura 5.41 – Deformaciones unitarias versus tiempo, borde de alma muro G13, segundo piso.

5.9 Comentarios

La ecuación 2.6 puede ser reescrita tal como se indica a continuación.

$$\epsilon_{sm} = \kappa \xi \left(\frac{\pi b_{cr}}{k h_u} \right)^2 + 0.005 \quad 5.9$$

Por tanto, la deformación unitaria vertical requerida en borde de muro para el inicio del pandeo global puede ser estimada a partir de las propiedades geométricas y mecánicas del mismo. Para este caso, se tiene que el valor requerido para ϵ_{sm} en los muros G7 y G13 es de 0.01 para el inicio del pandeo fuera del plano durante el cierre de grieta, considerando que la pérdida del recubrimiento ya ha ocurrido en ciclos previos de carga/descarga, lo cual es consistente con el daño reportado en la sección 5.5.

El análisis pushover sugiere que esta deformación unitaria es posible de alcanzar para un drift de techo del orden de 1.2% en el caso del muro G13. Sin embargo, para el muro G7 los valores de deformación estimados para el mismo drift son algo menores, del orden de 0.007.

El análisis dinámico no lineal estima valores algo menores de deformación unitaria en el muro G7, del orden de 0.005, incrementando la demanda del muro G13 a valores que exceden la estimación de la deformación requerida para el inicio del pandeo fuera del plano.

En resumen, el modelo indica que la demanda de deformaciones en el muro G13 excede largamente las demandas requeridas para el inicio del pandeo fuera del plano, lo cual es consistente con el daño sísmico reportado. Sin embargo, las demandas en el muro G7 se encuentran por debajo del umbral requerido para explicar a partir de la teoría de pandeo el daño observado.

Debe considerarse que el modelo utilizado presenta ciertas limitaciones al momento de representar la interacción estructural entre los muros G7 y G13. En efecto, ambos muros presentan cierto grado de acoplamiento flexural a través de las losas de piso correspondientes, y este acoplamiento tendería a equilibrar las demandas de deformaciones en ambos muros, reduciendo la demanda de G13 e incrementando las correspondientes al muro G7.

Este efecto no ha sido adecuadamente estudiado en la literatura y merece una especial atención en futuras líneas de investigación. La limitación de este modelo de considerar las losas solo a nivel de una restricción cinemática de diafragma rígido es reconocida por el autor de la investigación en cuanto a que los fenómenos de interacción flexural entre muros no se encuentran adecuadamente representados, pudiendo modificar las demandas locales de deformación según lo descrito.

Adicionalmente, los análisis realizados utilizando ensayos experimentales en muros aislados (sección 4), muestran que las estimaciones de respuesta global a partir de modelos de elementos finitos en Perform 3D tiene una precisión mayor respecto a las estimaciones de la respuesta estructural local, lo cual en la práctica profesional se resuelve muchas veces incrementando las demandas locales por factores arbitrarios.

La diferencia entre las respuestas locales de modelos de elementos finitos en Perform 3D y ensayos experimentales de muros aislados también ha sido reportada por distintos autores (Lowes et al. [14] Ugalde et al. [20]) y se debe a la forma en la que el software define las secciones transversales de hormigón armado.

Respecto a la Figura 5.41, el muro G13 presenta una deformación unitaria máxima en tracción de 0.034, pasados los 30 segundos de sismo. Sin embargo, lo más probable es que la inestabilidad lateral comenzó en el ciclo anterior de tracción, antes de los 30 segundos, cuando el peak de deformación de tracción fue cercano a 0.015. Este peak coincide con el último peak de compresión del muro G7 (ver Figura 5.40), posterior al cual evidentemente se presentó una falla estructural.

Basado en todo lo anteriormente expuesto, se concluye que la teoría de pandeo estima adecuadamente las demandas requeridas para el inicio de la inestabilidad global fuera del plano de muros esbeltos, y que la estimación de la respuesta estructural local a partir de modelos sofisticados de elementos finitos tiene una componente crítica y de experiencia del modelador fundamental para poder dar adecuada interpretación a los resultados.

6 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

6.1 Conclusiones

El presente trabajo de investigación tuvo como principal objetivo realizar una contribución al estado del arte del estudio del pandeo global de muros esbeltos de hormigón armado, modo de falla que comenzó a ser objeto de estudio al ser observado en edificios reales durante sismos recientes en Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011). Para ello, se evaluó la teoría de pandeo de Parra y Moehle [3], basada en principios fundamentales de mecánica estructural, utilizando como objeto de estudio un edificio ubicado en Concepción, Chile, donde se observó pandeo en muros esbeltos posterior al terremoto del año 2010, edificio al cual se realizaron estudios avanzados de elementos finitos no lineales a través del software comercial Perform 3D.

La calibración de los parámetros de modelación no lineal del edificio se realizó considerando ensayos experimentales de muros aislados disponibles en la literatura (Thomsen y Wallace [19] y Dazio et al. [12]). Los parámetros considerados permiten la utilización del software para la estimación de la respuesta global y local en forma satisfactoria, tendiendo en consideración que la precisión en la representación de la respuesta global es mayor que en la respuesta local.

Si bien es cierto que en décadas anteriores el pandeo global de muros de hormigón solo se había observado en algunos ensayos de laboratorio, los diseños estructurales recientes han privilegiado el uso de muros cada vez más esbeltos en donde las demandas de deformación pueden originar fallas de este tipo. Sin embargo, sigue siendo una preocupación a nivel más local, dado que no se ha observado un colapso estructural gatillado por este tipo de fenómeno.

Las principales conclusiones que es posible de extraer del presente estudio se listan a continuación.

- a) Es posible simular la respuesta global y local de muros esbeltos de hormigón armado con dos cortinas de acero de refuerzo de manera adecuada, haciendo uso de modelos analíticos de elementos finitos no lineales del tipo fibra, modelando el acero distribuido a nivel de fibra y el acero de borde de muro como barras externas no incorporadas directamente en la fibra.
- b) Estos modelos analíticos, para el caso de elementos de borde no confinados, entregan una respuesta local que subestiman la respuesta local experimental.

- c) En Perform 3D, en las secciones tipo fibra, se superponen fibras de acero y hormigón, es decir, no se descuenta el área correspondiente de hormigón al agregar las barras de acero (Lowes et al. [14]), lo que puede explicar en parte las diferencias entre la respuesta local analítica y experimental.
- d) La respuesta local en alma de muro es siempre mejor estimada que la respuesta local en los bordes de muro, donde las demandas de deformación son mayores, y por ende hay una mayor incursión no lineal.

En cuanto a los estudios estático no lineal Pushover y dinámico no lineal realizados en el edificio Alto Arauco, en particular en lo que refiere a los muros pandeados del segundo piso (G7 y G13), se tiene que:

- e) El ala oeste del edificio Alto Arauco fue el sector con mayor daño sísmico, y esto es consistente con lo observado analíticamente desde el modelo Perform 3D del edificio.
- f) Previo a la falla por pandeo, las deformaciones unitarias verticales en el borde del muro G13, estimadas a partir del análisis Pushover y dinámico no lineal, son similares.
- g) La teoría del pandeo de Parra y Moehle [3] es capaz de estimar el inicio aproximado de la inestabilidad global fuera de plano de muros esbeltos de hormigón armado.
- h) La teoría de Parra y Moehle [3] indica que el inicio del pandeo del muros G7 y G13 ocurre durante el cierre de grieta con una deformación unitaria de tracción de 0.01 durante el ciclo previo de carga.
- i) El análisis pushover sugiere que esta deformación unitaria es posible de alcanzar para un drift de techo del orden de 1.2% en el caso del muro G13. Para este drift, el muro G7 no alcanza la deformación unitaria requerida para el inicio del pandeo.
- j) El análisis dinámico no lineal sugiere grandes deformaciones en el muro G13, superiores a 0.01, lo cual es un claro indicador de pandeo. Para el muro G7, se estiman valores de deformación menores, cercanos al 50% del valor requerido por la teoría de Parra y Moehle [3], lo cual podría llevar a concluir que el muro G7 no debió haber pandeado.
- k) Debe considerarse que el modelo utilizado presenta ciertas limitaciones. Primero, hay una subestimación de la demanda local de deformaciones, lo cual es claro de las calibraciones realizadas con ensayos experimentales en muros aislados.

- l) Adicionalmente, existe una interacción estructural entre los muros G7 y G13 no modelada. En efecto, ambos muros presentan acoplamiento flexural a través de las losas de piso correspondientes, y este acoplamiento tendería a equilibrar las demandas de deformaciones en ambos muros, reduciendo la demanda de G13 e incrementando las correspondientes al muro G7. Esto el modelo de diafragma rígido sin losa no es capaz de simularlo.
- m) Este efecto no ha sido adecuadamente estudiado en la literatura, y su efecto en las demandas globales y locales merece una especial atención en futuras líneas de investigación.
- n) Por tanto, la teoría de pandeo de Parra y Moehle [3] predice adecuadamente las condiciones requeridas para el inicio del pandeo fuera del plano de un muro esbelto en un edificio típico de hormigón armado y puede ser considerada como una herramienta valiosa al momento de hacer un diseño estructural.

6.2 Futuras Líneas de Investigación

Los edificios en donde se han reportado fallas por pandeo global en muros esbeltos posterior a terremotos son escasos, y la lista se reduce aún más si se consideran aquellos en donde es posible obtener la información técnica suficiente para ser modelados y estudiados analíticamente en detalle. Adicionalmente, estos estudios altamente detallados requieren importante tiempo de preparación de modelos, análisis no lineal y post procesamiento de datos. Sin embargo, es fundamental poblar el estudio con un mayor número de casos de análisis, para complementar lo reportado en este proyecto de investigación. Por limitaciones de tiempo, esto deberá ser desarrollado a futuro.

Adicionalmente, es altamente recomendable estudiar el efecto de la losa en las demandas globales y locales de edificios de hormigón armado durante terremotos de gran intensidad. En efecto, el acoplamiento de muros existe y puede causar una modificación de la demanda que inicie el pandeo fuera del plano de muros. Este efecto debe ser visto en detalle para distintos estados de agrietamiento (y pérdida de rigidez) de la losa y sus elementos soportantes.

Finalmente, existen adicionalmente, herramientas más modernas para predecir el comportamiento estructural si los parámetros que gobiernan el problema son adecuadamente identificados y existe una gran base de datos disponible para analizar, por ejemplo, *machine learning*. Esto podría iniciar una nueva línea de investigación de aplicaciones de *machine learning* a la predicción del pandeo, y por qué no, de otros modos de falla, complejos de estudiar en edificios de hormigón armado. Sin embargo, al ser modelos complejos de realizar esto probablemente será más factible a mediano plazo.

7 REFERENCIAS

- [1] P. F. Parra, “Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries,” University of California, 2015.
- [2] T. Paulay and M. J. N. Priestley, “Stability of ductile structural walls,” *ACI Structural Journal*, vol. 90, no. 4, pp. 385–392, 1993, doi: 10.14359/3958.
- [3] P. F. Parra and J. P. Moehle, “Stability of slender wall boundaries subjected to earthquake loading,” *ACI Struct. J.*, vol. 114, no. 6, pp. 1627–1636, 2017, doi: 10.14359/516851700836.
- [4] Y. H. Chai and D. T. Elayer, “Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression,” *ACI Struct. J.*, vol. 96, no. 5, pp. 780–789, 1999, doi: 10.14359/732.
- [5] P. F. Parra and J. P. Moehle, “Effects of strain gradients in the onset of global buckling in slender walls due to earthquake loading,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 18, no. 7, pp. 3205–3221, 2020, doi: 10.1007/s10518-020-00821-3.
- [6] P. F. Parra and J. P. Moehle, “Lateral buckling in reinforced concrete walls,” *NCEE 2014 - 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng. Front. Earthq. Eng.*, 2014, doi: 10.4231/D3V40K05Q.
- [7] A. Rosso, J. P. Almeida, and K. Beyer, “Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 2, pp. 455–484, 2016, doi: 10.1007/s10518-015-9827-x.
- [8] A. Rosso *et al.*, “Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 16, no. 2, pp. 859–887, 2018, doi: 10.1007/s10518-017-0228-1.
- [9] A. Rosso, L. A. Jiménez-Roa, J. P. De Almeida, and K. Beyer, “Instability of Thin Concrete Walls with a Single Layer of Reinforcement under Cyclic Loading: Numerical Simulation and Improved Equivalent Boundary Element Model for Assessment,” *J. Earthq. Eng.*, pp. 1–22, 2020, doi: 10.1080/13632469.2019.1691679.
- [10] F. Dashti, R. P. Dhakal, and S. Pampanin, “Out-of-Plane Response of In-Plane-Loaded Ductile Structural Walls: State-of-the-Art and Classification of the Observed Mechanisms,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 00, no. 00, pp. 1–22, 2020, doi: 10.1080/13632469.2020.1713928.
- [11] F. Dashti, R. P. Dhakal, and S. Pampanin, “Evolution of out-of-plane deformation and subsequent instability in rectangular RC walls under in-plane cyclic loading: Experimental observation,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 15, pp. 2944–2964, 2018, doi: 10.1002/eqe.3115.
- [12] A. Dazio, K. Beyer, and H. Bachmann, “Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls,” *Eng. Struct.*, vol. 31, no. 7, pp. 1556–1571, 2009, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.02.018.
- [13] CSI, “PERFORM-3D: Nonlinear analysis and Performance Assessment for 3D Structures, User guide,” 2006.

- [14] L. N. Lowes, D. E. Lehman, and C. Baker, "Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D," *SEAOC Conv.*, no. December, pp. 1–18, 2016, doi: 10.1093/cercor/bhs078.
- [15] D. C. Jansen and S. P. Shah, "Effect of length on compressive strain softening of concrete," *J. Eng. Mech.*, vol. 123, no. 1, pp. 25–34, 1997, doi: 10.1061/(asce)0733-9399(1997)123:1(25).
- [16] J. S. Pugh, L. N. Lowes, and D. E. Lehman, "Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls," *Eng. Struct.*, vol. 104, pp. 174–192, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.08.037.
- [17] ATC, "'Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall buildings'. Technical report.," *Peer/ATC-72-1*, no. October 2010, 2010.
- [18] ACI Committe and American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-14)*. 2014.
- [19] J. H. Thomsen IV and J. W. Wallace, "Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls - Experimental verification," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 4, pp. 618–630, 2004, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618).
- [20] D. Ugalde, P. F. Parra, and D. Lopez-Garcia, "Assessment of the seismic capacity of tall wall buildings using nonlinear finite element modeling," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 17, no. 12, pp. 6565–6589, 2019, doi: 10.1007/s10518-019-00644-x.
- [21] DICTUC, "Inspección Visual y Levantamiento de Daños Estructurales Edificio Alto Arauco – Concepción," 2010.
- [22] Instituto Nacional de Normalización, *Earthquake resistant design of buildings (NCh 433. Of1996) Mod. en 2009*. Chile, 2009, p. 43.
- [23] Instituto Nacional de Normalización, "NCh-1537: Diseño Estructural de Edificios, Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso," 1986.
- [24] Instituto Nacional de Normalización, "Hormigón - Requisitos Generales (NCh170 Of. 85)," 1985.
- [25] A. Arias, "MEASURE OF EARTHQUAKE INTENSITY.," pp 438-83 *Seism. Des. Nucl. Power Plants. /Hansen, Robert J. (ed.). Cambridge, Mass. Massachusetts Inst. Tech. Press (1970).*, 1970, [Online]. Available: <https://www.osti.gov/biblio/4167721>.