



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

**“Rehabilitación Sísmica de un Edificio Industrial de  
Marcos Arriostrados con Conexiones Simples  
Mediante Placas de Acero”**

Por

**Christian Alexander González López**

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

**Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud**

**Diciembre, 2017**

*Dedicado a Hernán Gerardo González Collins.*

## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco especialmente a mi madre, Fabiola López, por su amor y apoyo incondicional.*

*Agradezco a mis hermanos, amigos, compañeros y a todos quienes fueron parte de este largo viaje.*

*Agradezco a los profesores Joaquín Valenzuela y Juan Carlos González por sus colaboraciones en el desarrollo de este trabajo.*

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL .....	4
ÍNDICE DE FIGURAS .....	7
ÍNDICE DE TABLAS .....	9
LISTA DE SIMBOLOGÍAS Y SIGLAS .....	11
Capítulo I .....	14
1. Introducción .....	14
1.1. Planteamiento del problema .....	14
1.2. Objetivos .....	16
2.1.1. Objetivo general .....	16
2.1.2. Objetivos específicos .....	16
1.3. Alcances .....	17
1.4. Metodología .....	18
Capítulo II .....	19
2. Antecedentes .....	19
2.1. Muros de corte con placas de acero (SPSW) .....	19
2.1.1. Descripción general .....	19
2.1.2. Comportamiento .....	21
2.1.3. Modelo analítico strip model .....	23
2.1.4. Resistencia a corte .....	25
2.1.5. Diseño de las placas .....	26
2.1.6. Diseño de los elementos de borde .....	27
2.1.6.1. Diseño de vigas (HBE) .....	28
2.1.6.2. Diseño de columnas (VBE) .....	30
2.1.7. SPSW con conexiones simples .....	31
2.1.7.1. Estudios experimentales .....	31
2.1.7.2. Conexiones .....	33
2.1.7.3. Ajustes en el diseño .....	34
Capítulo III .....	35
3. Análisis y diseño del edificio original .....	35
3.1. Descripción del edificio .....	35
3.2. Análisis del edificio .....	38
3.2.1. Modelo de análisis .....	38
3.2.2. Solicitaciones .....	38
3.2.2.1. Peso propio (D) .....	38
3.2.2.2. Sobrecarga (L) .....	38
3.2.2.3. Sismo (E) .....	39
3.2.3. Materiales .....	39
3.2.4. Combinaciones de carga .....	39
3.2.5. Análisis sísmico según NCh2369.Of2003 .....	39

3.2.5.1.	Espectro de diseño.....	40
3.2.5.2.	Corte basal de diseño .....	41
3.2.5.3.	Drifts .....	42
3.2.6.	Cubicación.....	42
3.3.	Diseño del edificio según AISC 341-10.....	43
3.3.1.	Diseño de diagonales.....	44
3.3.2.	Diseño de vigas.....	45
3.3.3.	Diseño de columnas.....	46
Capítulo IV.....		48
4.	Análisis y diseño del edificio rehabilitado.....	48
4.1.	Descripción del edificio.....	48
4.2.	Análisis del edificio .....	50
4.2.1.	Modelo de análisis.....	50
4.2.2.	Material de las placas.....	51
4.2.3.	Análisis sísmico según NCh2369.Of2003.....	51
4.3.2.1.	Corte basal de diseño .....	52
4.3.2.2.	Drifts .....	53
4.2.4.	Cubicación.....	53
4.3.	Diseño del edificio según AISC 341-10.....	54
4.3.1.	Diseño de las placas .....	55
4.3.2.	Diseño de las vigas (HBE) .....	55
Compresión.....		56
Flexión .....		56
Interacción flexión-compresión .....		57
Corte .....		57
4.3.3.	Diseño de las columnas (VBE).....	58
Capítulo V.....		61
5.	Análisis no lineal.....	61
5.1.	Modelo de análisis.....	61
5.2.	Modelos histeréticos.....	63
5.2.1.	Modelo de las diagonales.....	63
5.2.1.	Modelo de las bielas.....	66
5.3.	Método de análisis .....	68
5.4.	Registros sísmicos .....	68
Capítulo VI.....		71
6.	Análisis de resultados .....	71
6.1.	Drifts máximos.....	71
6.2.	Aceleraciones máximas absolutas .....	72
6.3.	Ciclos histeréticos y demandas de ductilidad .....	73

6.3.1.	Registro de Viña del Mar .....	74
6.3.2.	Registro de Concepción .....	75
6.3.3.	Registro de Constitución .....	76
6.4.	Esfuerzos máximos en vigas y columnas .....	77
6.4.1.	Registro de Viña del Mar .....	77
6.4.2.	Registro de Concepción .....	78
6.4.3.	Registro de Constitución .....	79
6.5.	Disipación de energía.....	80
Capítulo VII.....		82
7. Conclusiones .....		82
REFERENCIAS.....		84

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Marco arriostrado con diagonal cortada. Fuente: Imagen propia.....	15
Figura 1.2 – Comportamiento histerético de un SPSW de acero light-gauge. Fuente: [2]. .....	15
Figura 2.1 – Esquema de un SPSW tipo de tres pisos. Fuente: Elaboración propia. ....	19
Figura 2.2 – Implementaciones de SPSW en: (a) Canadá; (b) Estados Unidos; (c) México. Fuente: [1]. .....	20
Figura 2.3 – Acción de campo de tracción: (a) idealización esquemática; (b) ensayo real. Fuente: [1]. .....	21
Figura 2.4 – Curva histerética de un SPSW. Fuente: [4]. .....	22
Figura 2.5 – Comportamiento histerético de un elemento resistente solo a tracción. Fuente: [5]. ...	22
Figura 2.6 – Modelos de SPSW: (a) strip model; (b) dual strip model. Fuente: Elaboración propia. ....	23
Figura 2.7 – Comparación entre resultados experimentales y strip model. Fuente: [8]. ....	24
Figura 2.8 – Modelos strip model con nodos en las vigas: (a) escalonados; (b) comunes. Fuente: [5]. .....	24
Figura 2.9 – Mecanismo de colapso de un SPSW de un piso. Fuente: [9]. ....	26
Figura 2.10 – Mecanismo de fluencia uniforme. Fuente: [10]. .....	26
Figura 2.11 – Descomposición de las fuerzas de tracción sobre la columna. Fuente: [10]. ....	28
Figura 2.12 – Diagrama de cuerpo libre de una viga intermedia. Fuente: Elaboración propia. ....	28
Figura 2.13 – Fuerza axial en una viga intermedia producida por la componente horizontal de las fuerzas de tracción. Fuente: [10]. .....	29
Figura 2.14 – Diagrama de cuerpo libre de las columnas. Fuente: [10]. ....	30
Figura 2.15 – Comportamiento histerético de una muestra de SPSW light-gauge: (a) SPSW y marco de borde; (b) placa. Fuente: [2]. .....	31
Figura 2.16 – Comportamiento histerético de muestras de SPSW con: (a) placa de 0,76 mm de espesor y conexiones de momento; (b) placa de 1,9 mm de espesor y conexiones de momento; (c) placa de 0,76 mm de espesor y conexiones simples; (d) placa de 1,9 mm de espesor y conexiones simples. Fuente: [4]. .....	32
Figura 2.17 – Comportamiento histerético de una muestra de SPSW con conexiones simples. Fuente: [11]. .....	32
Figura 2.18 – Detalle de conexión simple viga-columna de una muestra de SPSW. Fuente: [2]. ...	33
Figura 2.19 – Detalle de conexiones de la placa con el marco de borde. Fuente: [2]. .....	33
Figura 3.1 – Planta de estructuras tipo del edificio original. ....	35
Figura 3.2 – Elevación de los ejes 1, 4, A y D del edificio original. ....	36
Figura 3.3 – Elevación de los ejes 2, 3, B y C del edificio original. ....	37
Figura 3.4 – Vista general del modelo del edificio original. ....	38
Figura 3.5 – Espectro de diseño de NCh2369.Of2003. ....	40
Figura 3.6 – Drifts del edificio original. ....	42
Figura 3.7 – Fuerzas esperadas de tracción y compresión de las diagonales. Fuente: Elaboración propia. ....	44
Figura 4.1 – Planta de estructuras tipo del edificio rehabilitado. ....	48
Figura 4.2 – Elevación de los ejes 1 y 4 del edificio rehabilitado. ....	49
Figura 4.3 – Vista general del modelo del edificio rehabilitado. ....	50
Figura 4.4 – Drifts del edificio rehabilitado. ....	53
Figura 4.5 – Esfuerzos en la columna derecha: (a) compresión en tonf; (b) flexión en tonf-m; (c) corte en tonf. ....	59
Figura 5.1 – Masas tributarias sobre el marco representativo y la columna de arrastre. ....	61

Figura 5.2 – Modelo plano del marco representativo del edificio original. ....	62
Figura 5.3 – Modelo plano del marco representativo del edificio rehabilitado. ....	62
Figura 5.4 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de las diagonales. ....	63
Figura 5.5 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de la diagonal. ....	64
Figura 5.6 – Curva histerética y parámetros de control del modelo pivot. Fuente: CSI (2015). ....	64
Figura 5.7 – Curva histerética de una diagonal obtenida en ensayo. Fuente: [12]. ....	65
Figura 5.8 – Curva histerética analítica de una diagonal obtenida con el modelo pivot. ....	66
Figura 5.9 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de las bielas. ....	66
Figura 5.10 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de la biela. ....	67
Figura 5.11 – Curva histerética del modelo takeda. Fuente: CSI (2015). ....	67
Figura 5.12 – Curva histerética de una placa obtenida en ensayo. Fuente: [2]. ....	68
Figura 5.13 – Curva histerética analítica de una biela obtenida con el modelo takeda. ....	68
Figura 5.14 – Acelerograma de Viña del Mar (Centro) componente EW. ....	69
Figura 5.15 – Acelerograma de Concepción componente longitudinal. ....	69
Figura 5.16 – Acelerograma de Constitución componente longitudinal. ....	69
Figura 5.17 – Espectros de respuesta obtenidos con los registros sísmicos. ....	70
Figura 5.18 – Espectro resultante y espectro elástico de la NCh2369.Of2003. ....	70
Figura 6.1 – Drifts máximos: (a) Viña del Mar; (b) Concepción; (c) Constitución. ....	71
Figura 6.2 – Aceleraciones máximas absolutas: (a) Viña del Mar; (b) Concepción; (c) Constitución. ....	72
Figura 6.3 – Curvas histeréticas y ductilidad por piso para el registro de Viña del Mar: (a) diagonales; (b) placas (bielas). ....	74
Figura 6.4 – Curvas histeréticas y ductilidad por piso para el registro de Concepción: (a) diagonales; (b) placas (bielas). ....	75
Figura 6.5 – Curvas histeréticas y ductilidad por piso para el registro de Constitución: (a) diagonales; (b) placas (bielas). ....	76
Figura 6.6 – Distribución de energía normalizada en el tiempo para el registro de Viña del Mar. ....	81
Figura 6.7 – Distribución de energía normalizada en el tiempo para el registro de Concepción. ....	81
Figura 6.8 – Distribución de energía normalizada en el tiempo para el registro de Constitución. ....	81

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 – Propiedades mecánicas del acero estructural A270ES. Fuente: NCh203.Of2006. ....	39
Tabla 3.2 – Períodos y masas equivalentes en cada dirección.....	39
Tabla 3.3 – Parámetros para el espectro de diseño de NCh2369.Of2003. ....	40
Tabla 3.4 – Reacciones en la base.....	41
Tabla 3.5 – Cortes basales y porcentaje respecto del peso sísmico.....	41
Tabla 3.6 – Drifts del edificio original. ....	42
Tabla 3.7 – Peso de los elementos del edificio original. ....	43
Tabla 3.8 – Propiedades geométricas de las diagonales. ....	44
Tabla 3.9 – Resistencia a compresión de las diagonales.....	44
Tabla 3.10 – Factor de utilización a compresión de las diagonales. ....	44
Tabla 3.11 – Propiedades geométricas de las vigas. ....	45
Tabla 3.12 – Clasificación de la sección para resistencia a compresión.....	45
Tabla 3.13 – Resistencia a compresión de las vigas.....	45
Tabla 3.14 – Resistencia a flexión de las vigas. ....	45
Tabla 3.15 – Factor de utilización a compresión de las vigas. ....	46
Tabla 3.16 – Factor de utilización a flexión de las vigas.....	46
Tabla 3.17 – Factor de utilización a interacción flexión-compresión de las vigas. ....	46
Tabla 3.18 – Propiedades geométricas de las columnas. ....	46
Tabla 3.19 – Clasificación de la sección para resistencia a compresión.....	47
Tabla 3.20 – Resistencia a compresión de las columnas.....	47
Tabla 3.21 – Resistencia a flexión de las columnas.....	47
Tabla 3.22 – Factor de utilización a compresión de las vigas. ....	47
Tabla 4.1 – Parámetros del strip model. ....	50
Tabla 4.2 – Propiedades mecánicas del acero SAE 1008. Fuente: ASTM (2015).....	51
Tabla 4.3 – Espesores de placa disponibles en acero SAE 1008. Fuente: Cintac (2014). ....	51
Tabla 4.4 – Períodos y masas equivalentes en cada dirección.....	51
Tabla 4.5 – Reacciones en la base.....	52
Tabla 4.6 – Cortes basales y porcentaje respecto del peso sísmico.....	52
Tabla 4.7 – Drifts del edificio rehabilitado. ....	53
Tabla 4.8 – Peso de los elementos del edificio rehabilitado. ....	54
Tabla 4.9 – Espesores iniciales y finales de placa. ....	55
Tabla 4.10 – Ángulos de inclinación del campo de tracción. ....	55
Tabla 4.11 – Factor de utilización a compresión. ....	57
Tabla 4.12 – Factor de utilización a flexión.....	58
Tabla 4.13 – Factor de utilización a interacción flexión-compresión. ....	58
Tabla 4.14 – Factor de utilización a corte.....	58
Tabla 4.15 – Esfuerzos del mecanismo de fluencia uniforme sobre las columnas. ....	59
Tabla 4.16 – Factor de utilización a compresión. ....	59
Tabla 4.17 – Factor de utilización a flexión.....	60
Tabla 4.18 – Factor de utilización a interacción flexión-compresión. ....	60
Tabla 4.19 – Factor de utilización a corte.....	60
Tabla 5.1 – Parámetros de control del modelo pivot. ....	65
Tabla 6.1 – Aceleraciones de diseño para elementos secundarios y equipos de la NCh2369.Of2003. .....	72
Tabla 6.2 – Factor de utilización de vigas del edificio original.....	77

Tabla 6.3 – Factor de utilización de columnas del edificio original. ....	77
Tabla 6.4 – Factor de utilización de vigas del edificio rehabilitado. ....	77
Tabla 6.5 – Factor de utilización de columnas del edificio rehabilitado. ....	77
Tabla 6.6 – Factor de utilización de vigas del edificio original. ....	78
Tabla 6.7 – Factor de utilización de columnas del edificio original. ....	78
Tabla 6.8 – Factor de utilización de vigas del edificio rehabilitado. ....	78
Tabla 6.9 – Factor de utilización de columnas del edificio rehabilitado. ....	78
Tabla 6.10 – Factor de utilización de vigas del edificio original. ....	79
Tabla 6.11 – Factor de utilización de columnas del edificio original. ....	79
Tabla 6.12 – Factor de utilización de vigas del edificio rehabilitado. ....	79
Tabla 6.13 – Factor de utilización de columnas del edificio rehabilitado. ....	79
Tabla 6.14 – Energía de entrada y energía disipada por histéresis. ....	80

## LISTA DE SIMBOLOGÍAS Y SIGLAS

$A_b$	Área de la sección transversal de la viga
$A_c$	Área de la sección transversal de la columna
$A_g$	Área bruta de la sección
$A_o$	Aceleración efectiva del suelo
$A$	Aceleración del suelo
$b_s$	Ancho de la biela para el strip model
$A_w$	Área del alma
$a_k$	Aceleración de diseño de elementos secundarios en el nivel k
$B$	Ancho del ala de la sección H
$c$	Constante torsional
$C_b$	Factor de modificación del pandeo lateral torsional
$C_{exp}$	Resistencia a compresión esperada de la diagonal
$C'_{exp}$	Resistencia a compresión post-pandeo esperada de la diagonal
$C_{máx}$	Coefficiente sísmico horizontal máximo
$C_{mín}$	Coefficiente sísmico horizontal mínimo
$C_v$	Coefficiente de corte del alma
$C_w$	Constante de alabeo
$D$	Peso propio
$E$	Módulo de elasticidad o fuerza sísmica
$E_i$	Energía de entrada al sistema
$E_H$	Energía de disipación por histéresis
$E_k$	Energía cinética
$E_s$	Energía de deformación elástica
$E_\xi$	Energía de disipación por amortiguamiento inherente
$EX$	Sismo en dirección X
$EY$	Sismo en dirección Y
$F$	Fuerza lateral que produce el mecanismo de fluencia uniforme
$F_{cr}$	Tensión crítica
$F_{cre}$	Tensión crítica esperada
$F_e$	Tensión crítica de pandeo elástico
$F_y$	Tensión mínima de fluencia
$F_{yp}$	Tensión mínima de fluencia de la placa
$F_u$	Tensión mínima de tracción
$F_e$	Tensión de pandeo elástico para pandeo por flexión o pandeo torsional
$g$	Aceleración de gravedad
$G$	Módulo de corte
$h$	Altura de piso o muro
$h_c$	Altura libre entre alas de vigas
$h_o$	Distancia entre centroides de alas
$H$	Altura del alma de la sección H o altura total sobre el nivel basal
$I$	Factor de importancia
$I_c$	Momento de inercia de la columna
$I_x$	Momento de inercia en torno al eje x
$I_y$	Momento de inercia en torno al eje Y
$J$	Constante torsional

K	Factor de longitud efectiva o rigidez axial
$K_v$	Coefficiente de pandeo por corte del alma
L	Sobrecarga de uso o longitud de la viga o muro
$L_b$	Distancia entre arriostramientos
$L_h$	Distancia entre rótulas plásticas
$L_p$	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite plástico
$L_r$	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el pandeo flexo-torsional
$M_n$	Resistencia nominal a flexión
$M_p$	Momento plástico nominal
$M_{pb}$	Momento plástico nominal de la viga
$M_{pc}$	Momento plástico nominal de la columna
$M_{pr}$	Momento probable
$M_u$	Momento último
P	Peso sísmico del edificio
$P_b$	Fuerza axial en la viga resultante del mecanismo de fluencia uniforme
$P_c$	Fuerza axial en la columna resultante del mecanismo de fluencia uniforme
$P_w$	Fuerza axial en la viga o la columna producida por las fuerzas de fluencia
$P_g$	Compresión producida por las fuerzas gravitacionales
$P_s$	Fuerza axial en la viga producida por la reacción de las columnas
$P_e$	Carga crítica de pandeo de Euler
$P_n$	Resistencia nominal a compresión
$P_u$	Compresión o tracción última
$Q_o$	Corte basal de diseño
$r_y$	Radio de giro de la sección en torno al eje X
$r_x$	Radio de giro de la sección en torno al eje Y
R	Factor de modificación de la respuesta dinámica
RX	Reacción en la base en dirección X
RY	Reacción en la base en dirección Y
RZ	Reacción en la base en dirección Z
$R_y$	Relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima.
$S_x$	Módulo elástico de la sección en torno al eje X
$S_y$	Módulo elástico de la sección en torno al eje Y
$t_f$	Espesor del ala de la sección H
$t_w$	Espesor del alma de la sección H. Espesor de la placa
T	Tiempo o período.
$T_{exp}$	Resistencia a tracción esperada de la diagonal
$V_b$	Corte en la viga resultante del mecanismo de fluencia uniforme
$V_g$	Corte producido por las fuerzas gravitacionales
$V_h$	Corte en la viga producido por las rótulas plásticas
$V_n$	Resistencia nominal a corte
$V_u$	Corte último
$Z_x$	Módulo plástico de la sección en torno al eje X
$Z_y$	Módulo plástico de la sección en torno al eje Y
$Z_k$	Altura del piso k sobre el nivel basal
$\alpha$	Ángulo de inclinación del campo de tracciones de la placa o de las bielas
$\delta$	Deformación relativa de entrepiso o drifts
$\delta_{cr}$	Deformación de cedencia en compresión

$\delta_{max}$	Deformación máxima
$\delta_p$	Deformación plástica
$\delta_u$	Deformación última
$\delta_y$	Deformación de fluencia en tracción
$\Delta_x$	Separación entre bielas para el strip model
$\epsilon$	Deformación unitaria
$\epsilon_p$	Deformación unitaria de endurecimiento o plástica
$\epsilon_y$	Deformación unitaria de fluencia
$\theta$	Ángulo de inclinación de las diagonales
$\lambda$	Esbeltez
$\mu$	Ductilidad
$\nu$	Módulo de Poisson
$\xi$	Razón de amortiguamiento crítico
$\phi$	Factor de reducción de resistencia para el método LRFD
$\phi M_n$	Resistencia de diseño a flexión
$\phi P_n$	Resistencia de diseño a compresión
$\phi V_n$	Resistencia de diseño a corte
$\omega_g$	Fuerza gravitacional
$\omega_{xb}$	Componente horizontal de la fuerza de fluencia de la placa sobre la viga
$\omega_{yb}$	Componente vertical de la fuerza de fluencia de la placa sobre la viga
$\omega_{xc}$	Componente horizontal de la fuerza de fluencia de la placa sobre la columna
$\omega_{yc}$	Componente vertical de la fuerza de fluencia de la placa sobre la columna
HBE	Elemento de borde horizontal
OMF	Marco de momento corriente
PGA	Aceleración máxima del suelo
PSA	Pseudo-aceleración espectral
SCBF	Marco arriostrado concéntrico especial
SPSW	Muro de corte con placa de acero o muro especial de corte
SPW	Muro con placa de acero
VBE	Elemento de borde vertical

# Capítulo I

## 1. Introducción

### 1.1. Planteamiento del problema

La mayor parte de las estructuras industriales en Chile se componen de marcos arriostrados que tienen conexiones simples viga-columna. Es frecuente que en estas estructuras se remuevan o corten diagonales para permitir la instalación de nuevos equipos, circulación de vehículos, paso de tuberías, entre otros. En la figura 1.1 se puede ver un ejemplo de una diagonal cortada para permitir el apoyo de una tubería. En esos casos, podría ser necesario reforzar lateralmente la estructura para cumplir con los criterios de la norma sísmica NCh2369.Of2003, en términos de asegurar comportamiento dúctil y continuidad de operación en la industria. Incorporar placas de acero en marcos existentes podría representar una alternativa a las diagonales tradicionales en la rehabilitación sísmica de estructuras. Un muro de corte con placa de acero (SPSW) es un sistema estructural resistente a cargas laterales que consiste en placas esbeltas de acero conectadas a las vigas y columnas de un marco. Las cargas laterales son resistidas principalmente por la acción de un campo diagonal de tracciones desarrollado en la placa. Un SPSW sometido a ciclos de deformación inelástica presenta gran rigidez inicial, se comporta de manera dúctil y disipa cantidades significativas de energía. Estas características, lo hacen un sistema adecuado para resistir cargas sísmicas. Los SPSW no solo pueden ser utilizados en el diseño de nuevos edificios, sino también en la rehabilitación de construcciones existentes [1]. El efecto de las placas en el comportamiento de una estructura sería similar al que producen las diagonales resistentes solo a tracción, pero con la diferencia que se conectan en todo el perímetro y no transfieren cargas concentradas en los nudos. La principal ventaja de las placas respecto de las diagonales, sería su sencilla instalación, con menor detallamiento de las conexiones y menor tiempo de interrupción en el funcionamiento.

Los espesores de placa necesarios para resistir cargas laterales podrían resultar menores que el espesor mínimo disponible de placas de acero laminado en caliente. En una situación de rehabilitación, el uso del espesor mínimo disponible en lugar del espesor de diseño, aumentaría las demandas inducidas por la fluencia de las placas y probablemente se requeriría reforzar excesivamente el marco de borde [2]. Además, el uso de un mismo espesor de placa en todos los pisos por falta de espesores menores, aumentaría el riesgo de desarrollar un mecanismo de piso blando [1]. Una manera práctica de utilizar espesores cercanos a los de diseño y variables en cada piso, es utilizar placas de acero laminado en frío tipo "light-gauge", que presentan tensiones de fluencia menores y variedad de espesor delgados. Los SPSW de placas de acero light-gauge podrían proporcionar a los ingenieros una opción efectiva para la rehabilitación sísmica de edificios. El concepto es crear un sistema capaz de resistir las fuerzas sísmicas de diseño sin necesidad de reforzar el marco de borde [2]. En la figura 1.2 se puede ver el comportamiento histerético de una muestra de SPSW con placa de acero light-gauge que presentó un comportamiento adecuado para resistir cargas sísmicas.

En el presente trabajo de título se evalúa el uso de placas de acero light-gauge en la rehabilitación sísmica de un edificio industrial de marcos arriostrados con conexiones simples viga-columna. Para conseguir esto, se compara la respuesta dinámica de un edificio de marcos arriostrados, antes y después de incorporar placas de acero light-gauge en lugar de diagonales, en una de las direcciones de análisis.



Figura 1.1 – Marco arriostrado con diagonal cortada. Fuente: Imagen propia.

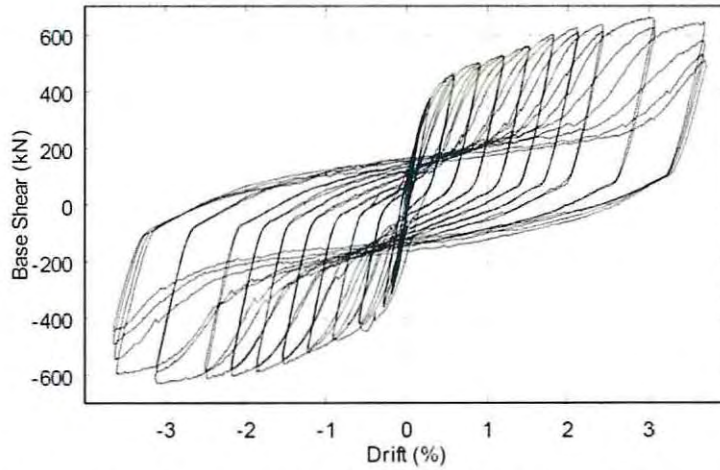


Figura 1.2 – Comportamiento histerético de un SPSW de acero light-gauge. Fuente: [2].

## **1.2. Objetivos**

### **2.1.1. Objetivo general**

Evaluar el uso de placas de acero light-gauge, como alternativa a las diagonales, en la rehabilitación sísmica de un edificio industrial de marcos arriostrados con conexiones simples viga-columna.

### **2.1.2. Objetivos específicos**

- Analizar y diseñar un edificio industrial de marcos arriostrados concéntricos con conexiones simples viga-columna.
- Analizar y diseñar el edificio anterior incorporando placas de acero light-gauge en lugar de diagonales en una de las direcciones de análisis.
- Comparar la respuesta dinámica del edificio en las situaciones anteriores para tres registros de aceleraciones y concluir respecto al uso de placas de acero light-gauge en un edificio industrial de estructuración común en Chile.

### 1.3. Alcances

- Se analiza un edificio de acero de uso industrial compuesto de marcos arriostrados concéntricos configurados en "X".
- Todas las conexiones viga-columna son simples.
- El sistema de entrepiso consiste en una losa de hormigón en una dirección con placa colaborante.
- El análisis sísmico se realiza mediante el análisis modal espectral de la norma NCh2369-2003 "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales" para zona sísmica 3, suelo tipo III, factor de reducción de respuesta  $R=5$  y razón de amortiguamiento crítico  $\xi=3\%$ .
- El análisis del edificio considera solo la acción horizontal del sismo.
- Las resistencias de diseño de los elementos se obtienen con las disposiciones AISC 360-10 "Specification for Structural Steel Buildings".
- El diseño de los elementos se realiza según las disposiciones AISC 341-10 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings".
- Las combinaciones de carga consideradas son las indicadas en la norma NCh3171-2010 "Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga".
- Se consideran placas sólidas (sin perforaciones), no rigidizadas (sin atiesadores) y de acero laminado en frío tipo "light-gauge".
- Las placas se representan mediante bielas inclinadas resistentes solo a tracción.
- Se consideran los registros de aceleraciones del terremoto del Maule de 2010 medidos en Viña del Mar (Centro) componente EW, Concepción componente longitudinal y Constitución componente longitudinal.
- No se incluye el diseño de losas, fundaciones y conexiones.

## 1.4. Metodología

- Para validar el trabajo se recopilan estudios analíticos y experimentales que describen el comportamiento y el diseño de los SPSW.
- Se analiza y diseña un edificio de marcos arriostrados concéntricos de rigidez simétrica en planta.
- Las diagonales se diseñan por fuerzas según las resistencias de diseño de las disposiciones AISC 360-10.
- Las vigas y columnas se diseñan por capacidad según los requisitos para "marcos arriostrados concéntricos especiales" (SCBF) de las disposiciones AISC 341-10.
- Se incorporan placas de acero "light-gauge" en lugar de diagonales en una de las direcciones de análisis y se analiza y diseña nuevamente el edificio.
- Para simplificar el análisis las placas se modelan utilizando 10 bielas resistentes solo a tracción inclinadas en 45°.
- Las placas se diseñan por capacidad según los requisitos para "muros de corte con placa especiales" (SPSW) de las disposiciones AISC 341-10.
- Por simetría se utilizan marcos planos representativos del edificio en los análisis dinámicos no lineales de tiempo historia.
- Se compara la respuesta dinámica del edificio, antes y después de incorporar placas, en términos de desplazamientos relativos de entrepiso (drifts), aceleraciones máximas absolutas, demandas de ductilidad y disipación de energía.
- Se concluye respecto al uso de placas de acero, como alternativa a las diagonales, como un sistema adecuado en la rehabilitación sísmica de un edificio industrial de estructuración común en Chile.

## Capítulo II

### 2. Antecedentes

#### 2.1. Muros de corte con placas de acero (SPSW)

##### 2.1.1. Descripción general

Un muro de corte con placas de acero, o SPSW por sus siglas en inglés, es un sistema estructural resistente a cargas laterales que consiste en placas de acero esbeltas conectadas a vigas y columnas de un marco. Un SPSW sometido a ciclos de deformación inelástica presenta gran rigidez inicial, se comporta de manera dúctil y disipa cantidades significativas de energía. Estas características lo hacen un sistema adecuado para resistir cargas sísmicas. Los SPSW no solo pueden ser utilizados en el diseño de nuevos edificios, sino también para la rehabilitación de construcciones existentes [1].

En la literatura se denomina a las columnas como elementos de borde vertical o VBE, a las vigas como elementos de borde horizontal o HBE y a las placas como alma o relleno del muro. En particular, se denomina a las vigas de techo y base como vigas de anclaje y a la placa conectada a las vigas y columnas como panel. En las disposiciones de diseño sísmico AISC 341-10 se denomina al SPSW como muro especial de corte con placas. Un esquema de un SPSW tipo de un piso se muestra en la figura 2.1, donde  $L$  y  $h$  son la longitud y la altura del SPSW medidos entre ejes, respectivamente.

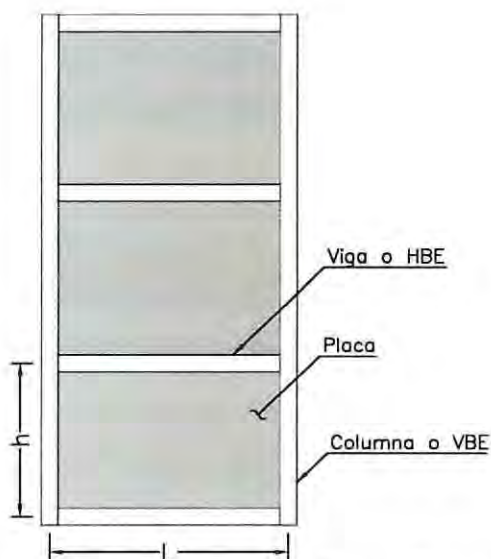


Figura 2.1 – Esquema de un SPSW tipo de tres pisos. Fuente: Elaboración propia.

Hasta la década de los 80 se consideraba el pandeo por corte de la placa como el estado límite de diseño de un SPSW. Para prevenir el pandeo, se diseñaban SPSW con placas gruesas o rigidizadas. Sin embargo, estudios experimentales y analíticos posteriores, mostraron que la resistencia y ductilidad post-pandeo de los SPSW de placas delgadas es significativa [1]. Además, el uso de placas delgadas reduce las fuerzas sobre los elementos de borde y resultan diseños más eficientes.

En la actualidad, las disposiciones AISC 341-10 permiten a las placas pandear en corte y desarrollar acción de campo de tracciones.

Las disposiciones AISC 341-05 restringían la relación de aspecto de los SPSW a  $0,8 < L/h \leq 2,5$  como medida de precaución debido a la limitada experiencia con ensayos experimentales. Este requisito fue eliminado en AISC 341-10 después de que muestras con  $L/h = 0,6$  presentaran un comportamiento dúctil satisfactorio y que, a medida que  $L/h$  aumenta, se requieren columnas de mayor tamaño y el sistema se hace cada vez más costoso [1].

En la figura 2.2 se pueden ver algunos ejemplos de edificios que implementaron SPSW como sistema resistente a cargas laterales.

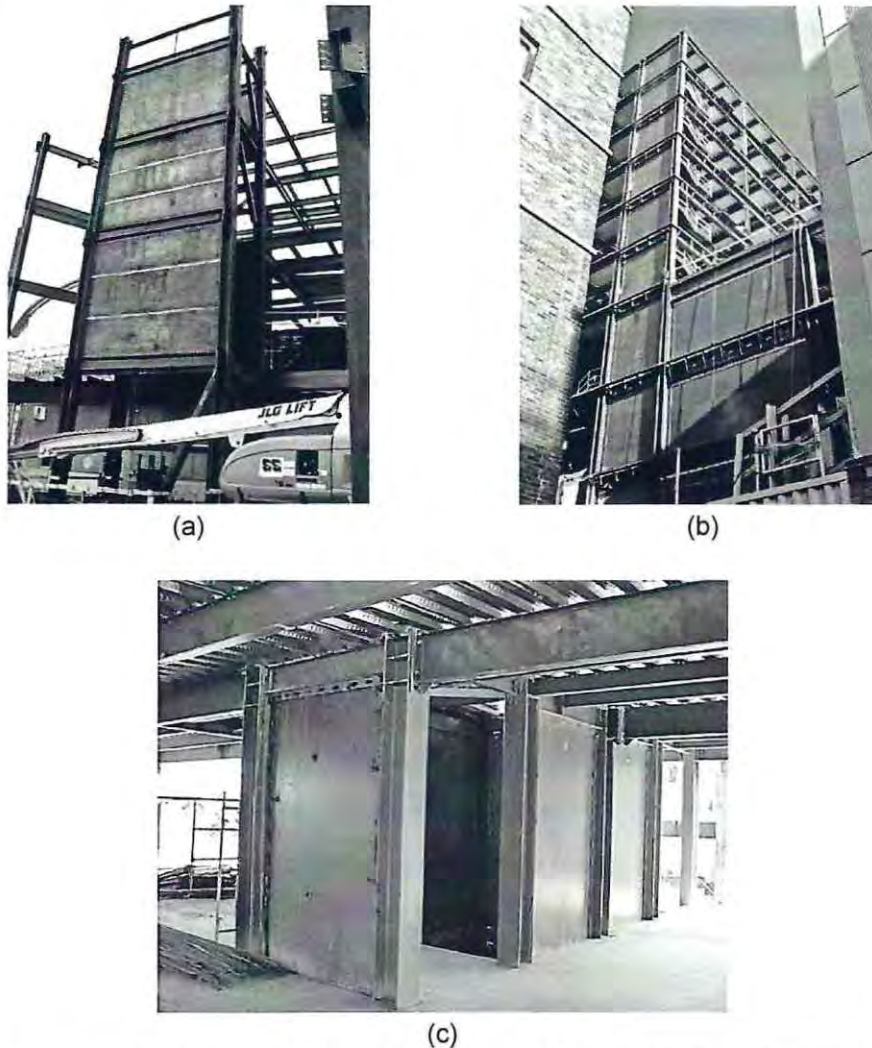


Figura 2.2 – Implementaciones de SPSW en: (a) Canadá; (b) Estados Unidos; (c) México. Fuente: [1].

## 2.1.2. Comportamiento

La resistencia post-pandeo y el mecanismo de acción de campo de tracciones de las placas se pueden describir conceptualmente considerando una placa enmarcada por vigas y columnas muy rígidas. Cuando una carga lateral es aplicada en la viga superior, la placa es sometida a corte puro con las tensiones principales de compresión y tracción orientadas en un ángulo de  $45^\circ$  respecto a la dirección de la carga. La resistencia al pandeo de la placa en compresión depende de las relaciones  $h/t_w$  y  $L/t_w$ , donde  $t_w$  es el espesor de la placa. Para dimensiones de marcos y espesores de placas comunes, estas relaciones son relativamente altas y la resistencia al pandeo es por lo tanto baja. En consecuencia, la placa pandea bajo las tensiones de compresión diagonal, con líneas de pliegue perpendiculares a estas tensiones de compresión y paralelas a las tensiones de tracción. Después del pandeo, las cargas laterales son transferidas a la placa por las tensiones de tracción diagonal. Este comportamiento se puede apreciar esquemáticamente y en un ensayo real en la figura 2.3.

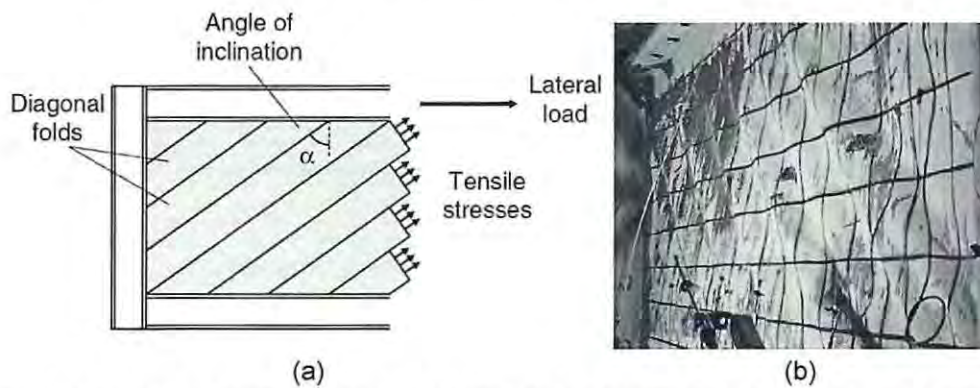


Figura 2.3 – Acción de campo de tracción: (a) idealización esquemática; (b) ensayo real. Fuente: [1].

El ángulo de inclinación del campo de tracción medido desde un eje vertical, fue derivado por Timler y Kulak (1983) a partir de principios elásticos de energía de deformación. El ángulo, denominado  $\alpha$ , está dado por:

$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)}} \quad (2.1)$$

donde  $I_c$  es el momento de inercia del VBE,  $A_c$  es el área de la sección transversal del VBE y  $A_b$  es el área de la sección transversal del HBE. Los valores típicos de  $\alpha$  están entre  $30^\circ$  y  $55^\circ$ .

La resistencia a compresión es despreciable en placas delgadas y el comportamiento histerético del SPSW es similar al de un marco con una serie de diagonales paralelas con resistencia solo a tracción. Esto se puede apreciar en la curva histerética de la figura 2.4, para una muestra a escala de tres pisos con espesor de placa de 0,76 mm ensayada por Caccese et al. (1993).

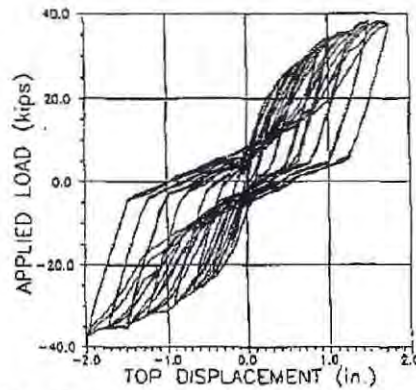


Figura 2.4 – Curva histerética de un SPSW. Fuente: [4].

Los lugares de la placa que primero alcanzan la fluencia aportan escasa resistencia lateral en los ciclos posteriores a menos que el desplazamiento alcanzado previamente por el marco sea excedido. Esto se debe a que la placa puede ser alargada plásticamente en tracción pero no acortada en compresión y por lo mismo la placa se observa pandeada o plegada cuando el SPSW vuelve a su posición inicial. Como consecuencia de este comportamiento, se deben alcanzar mayores desplazamientos para continuar disipando energía y las curvas histeréticas presentan "estrangulamientos". Sabelli y Bruneau (2006) explican lo anterior utilizando una analogía con elementos resistentes solo a tracción, que muestran una curva fuerza-deformación con las características que se describen esquemáticamente en la figura 2.5. Cuando el elemento es descargado después de una incursión en el rango inelástico (punto "a"), presentará deformaciones residuales (punto "b") y los esfuerzos de tracción no se desarrollarán en el siguiente ciclo en la misma dirección hasta que se alcance el punto "b".

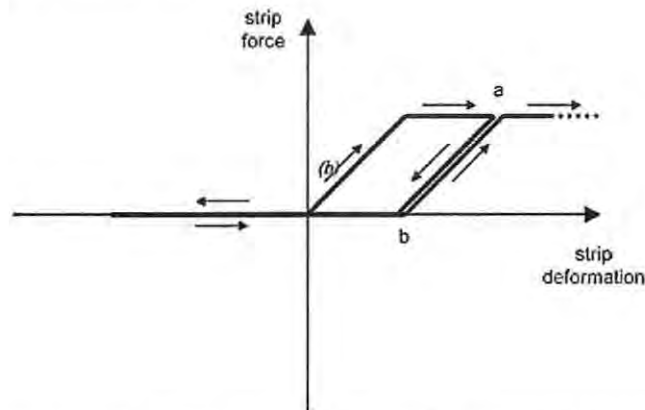


Figura 2.5 – Comportamiento histerético de un elemento resistente solo a tracción. Fuente: [5].

En la literatura frecuentemente se señala que el comportamiento de un SPSW es similar al de vigas altas de sección  $H$  actuando en voladizo, donde los VBE son las alas, los HBE los atiesadores y las placas el alma. Esta analogía es conceptualmente válida pero cuantitativamente inadecuada debido a que las ecuaciones para determinar la resistencia al corte subestiman la resistencia del SPSW y conducen a diseños demasiado conservadores [6].

### 2.1.3. Modelo analítico strip model

El "strip model" es un método analítico sencillo y práctico para capturar el comportamiento de los SPSW. Fue desarrollado por Thorburn et al. (1983) y posteriormente mejorado por Timler y Kulak (1983). El método consiste en reemplazar la placa de relleno por una serie de bielas rotuladas en los extremos, resistentes solo a tracción, igualmente espaciadas e inclinadas en el mismo ángulo del campo de tracciones. Una representación típica del strip model se puede ver en la figura 2.6 (a). El modelo debe tener al menos 10 bielas por panel para asegurar que los diagramas de momento en los elementos de borde coincidan con los reales. Las bielas tienen un área transversal igual al ancho tributario de la placa multiplicado por su espesor. Para un marco con  $n$  bielas, el ancho de las bielas  $b_s$ , está dado por:

$$b_s = \frac{L \cos(\alpha) + h \sin(\alpha)}{n} \quad (2.2)$$

La separación entre bielas  $\Delta_x$ , está dada por:

$$\Delta_x = \frac{L + h \tan(\alpha)}{n} \quad (2.3)$$

El strip model entrega valores precisos de rigidez inicial pre-fluencia y de fuerzas en los elementos de borde [3]. Análisis estáticos no lineales monotónicos (Driver et al., 1997, 1998; Berman y Bruneau, 2004, 2005, 2008) demostraron capturar adecuadamente el comportamiento y resistencia última de los SPSW. El strip model también puede capturar adecuadamente el comportamiento histerético de los SPSW en análisis estáticos no lineales cíclicos (Purba y Bruneau, 2012) y en análisis dinámicos no lineales (Qu et al., 2008; Purba y Bruneau, 2014), utilizando una disposición simétrica de bielas denominada "dual strip model" como la mostrada en la figura 2.6 (b). En la figura 2.7 se pueden ver los resultados de una muestra de SPSW a escala de cuatro pisos y de análisis strip model con valores de  $\alpha$  igual a  $42^\circ$  y  $50^\circ$ .

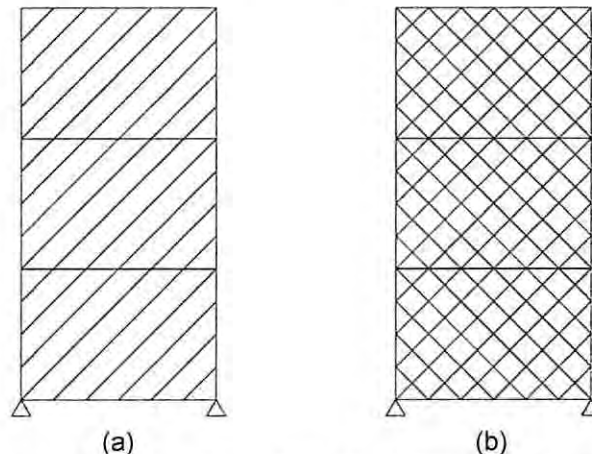


Figura 2.6 – Modelos de SPSW: (a) strip model; (b) dual strip model. Fuente: Elaboración propia.

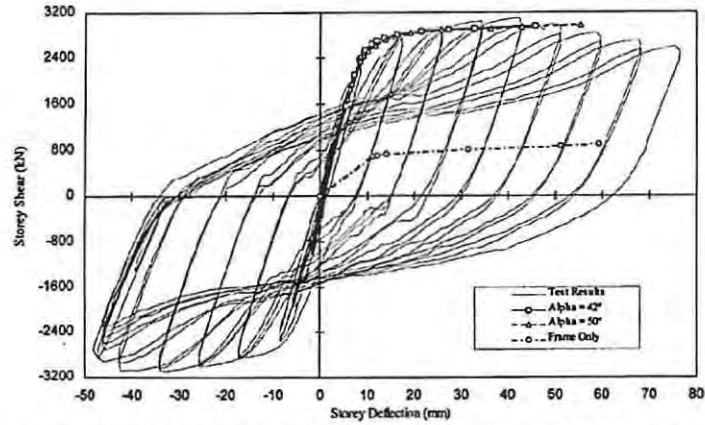


Figura 2.7– Comparación entre resultados experimentales y strip model. Fuente: [8].

Los modelos strip model de varios pisos presentan vigas con nodos escalonados cuando se utilizan distintos valores de  $\alpha$  en cada piso. Estos modelos son innecesariamente complicados y entregan diagramas de momento “dentados” en las vigas debido a la diferencia entre las fuerzas de tracción de las placas de pisos consecutivos [5]. Las disposiciones AISC 341-10 permiten el uso de un ángulo  $\alpha$  constante (igual a  $40^\circ$  o al promedio de los ángulos calculados en cada piso) para obtener modelos con nodos comunes en las vigas. Además, indican que la resistencia de un SPSW es poco sensible al ángulo de inclinación de las bielas y que el uso de un único valor de  $\alpha$  resulta en un diseño conservador. Se demostró que esta simplificación en el modelo tiene poco efecto en los resultados analíticos [8]. En la figura 2.8 se pueden ver modelos con nodos en las vigas escalonados y comunes.

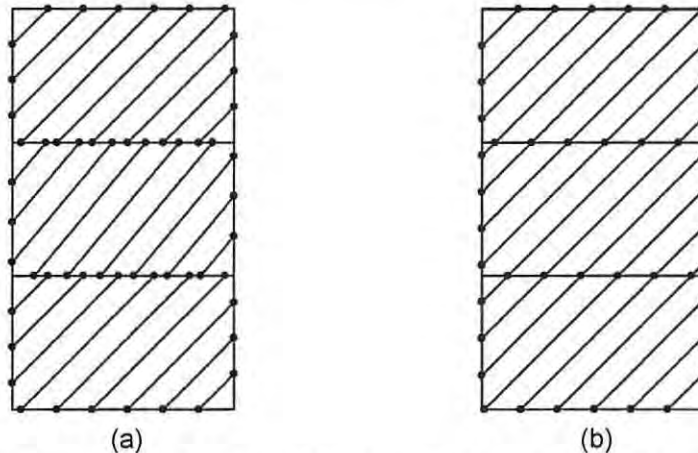


Figura 2.8 – Modelos strip model con nodos en las vigas: (a) escalonados; (b) comunes. Fuente: [5].

#### 2.1.4. Resistencia a corte

Berman y Bruneau (2003b) determinaron la resistencia plástica a corte de un SPSW a partir del mecanismo de colapso de un SPSW de un piso con conexiones simples representado por el strip model de la figura 2.9. Cuando la fuerza de corte  $V$  produce un desplazamiento  $\Delta$  capaz de hacer fluir a todas las bielas, el trabajo externo realizado es igual a  $V\Delta$ . Si se asume que las vigas y columnas permanecen elásticas, su contribución al trabajo interno puede despreciarse en comparación con el trabajo interno realizado por las bielas. Por lo tanto, el trabajo interno es  $n_b A_{st} F_y \text{sen}(\alpha)\Delta$ , donde  $n_b$  es el número de bielas conectadas a la viga superior y  $A_{st}$  es el área de las bielas. Las componentes horizontales de las fuerzas de fluencia de las bielas sobre las columnas se anulan entre sí y las componentes verticales de las fuerzas de fluencia no realizan trabajo interno debido a que no se produce deflexión vertical. Como resultado, el único trabajo interno es el realizado por las componentes horizontales de las fuerzas de fluencia de las bielas conectadas a la viga superior. Igualando el trabajo externo con el trabajo interno se obtiene la siguiente ecuación para el corte plástico:

$$V = n_b F_y A_{st} \text{sen}(\alpha) \quad (2.4)$$

Reemplazando  $n_b = L \cos(\alpha)/s$  y  $A_{st} = s t_w$  en la ecuación anterior, y con  $\frac{1}{2} \text{sen}(2\alpha) = \cos(\alpha) \text{sen}(\alpha)$ , se obtiene:

$$V = \frac{1}{2} F_y t_w L \text{sen}(2\alpha) \quad (2.5)$$

En un SPSW de un piso con conexiones de momento se deben formar rótulas plásticas en el marco de borde para producir el mecanismo plástico. En ese caso, el corte plástico es:

$$V = \frac{1}{2} F_y t_w L \text{sen}(2\alpha) + \frac{4M_p}{h} \quad (2.6)$$

donde  $M_p$  es el menor de los momentos plásticos de vigas y columnas.

Las resistencias calculadas con estas ecuaciones fueron comparadas con resultados experimentales y en promedio la ecuación 2.5 arrojó resultados menores a los experimentales en un 5,9% y la ecuación 2.6 arrojó resultados mayores en un 17%. Despreciar la resistencia de las conexiones de momento resulta en espesores de placa mayores y se recomienda el uso de la ecuación 2.5 en el diseño [9]. También fueron derivadas ecuaciones para el corte plástico de SPSW de varios pisos suponiendo distintos mecanismos de colapso.

El corte nominal  $V_n$  se obtiene dividiendo el corte plástico de un SPSW por un factor de sobrerresistencia del sistema igual a 1,2. Este factor se introduce para mantener coherencia con otros sistemas estructurales resistentes a cargas laterales que se diseñan sin considerar su sobrerresistencia [9]. El corte nominal está dado por la ecuación 2.7, donde  $0,5/1,2 = 0,42$  y  $L$  se reemplaza por la distancia libre entre alas de columnas  $L_{cf}$ . El corte de diseño se obtiene multiplicando el corte nominal por el factor  $\phi = 0,9$ .

$$V_n = 0,42 F_y t_w L_{cf} \text{sen}(2\alpha) \quad (2.7)$$

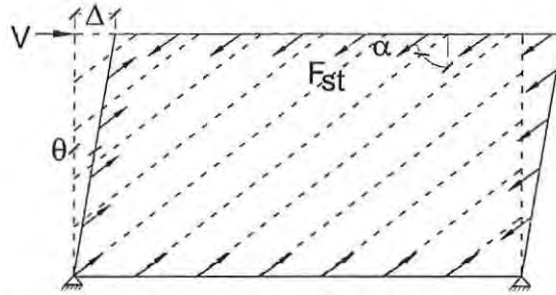


Figura 2.9 – Mecanismo de colapso de un SPSW de un piso. Fuente: [9].

### 2.1.5. Diseño de las placas

Los SPSW se diseñan de manera que las placas de todos los pisos disipen energía a través de la fluencia a lo largo del campo de tracciones cuando la estructura colapsa. Este mecanismo de colapso se denomina “mecanismo de fluencia uniforme” y es considerado como “deseado” [10]. Para desarrollar este mecanismo y prevenir un mecanismo de piso blando es necesario diseñar SPSW con espesores de placa variables en cada piso [1].

Los espesores de placa en cada piso se determinan en función del correspondiente corte de piso. Berman y Bruneau (2008) proponen igualar el corte requerido en cada piso al corte nominal de la ecuación 2.7. Igualando el corte de piso al corte nominal y despejando  $t_w$ , se obtiene:

$$t_{wi} = \frac{V_i}{0,42 \phi F_y L_{cf} \text{sen}(2\alpha_i)} \quad (2.8)$$

donde el subíndice  $i$  indica el número de piso.

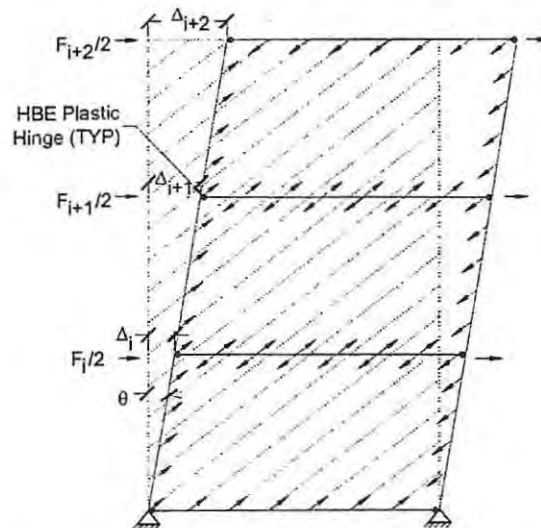


Figura 2.10 – Mecanismo de fluencia uniforme. Fuente: [10].

### 2.1.6. Diseño de los elementos de borde

Los elementos de borde se diseñan para permanecer elásticos bajo las fuerzas de tracción resultantes de la fluencia de las placas, aunque se permite la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas. Este diseño por capacidad asegura que las placas puedan alcanzar la fluencia en todo el panel antes de la formación de rótulas plásticas en los elementos de borde.

Conociendo el ángulo  $\alpha$  en el que se desarrolla el campo de tracciones, se pueden determinar las demandas correspondientes sobre los elementos de borde. Para el segmento de columna de la figura 2.11, la fuerza axial  $P_s$  está dada por:

$$P_s = \omega_s ds = F_{yp} t_w ds \quad (2.9)$$

donde  $ds$  es el ancho de un segmento de placa perpendicular al campo de tracciones y  $F_{yp}$  es la tensión de fluencia de la placa. Las fuerzas sobre la columna se determinan considerando que  $dy = ds/\text{sen}(\alpha)$  y  $\frac{1}{2} \text{sen}(2\alpha) = \text{cos}(\alpha)\text{sen}(\alpha)$ . Las componentes horizontal y vertical de las fuerzas de tracción son respectivamente:

$$\omega_{xc} = \frac{P_x}{dy} = \omega_s \text{cos}(\alpha) \text{sen}(\alpha) = \frac{1}{2} F_{yp} t_w \text{sen}(2\alpha) \quad (2.10)$$

$$\omega_{yc} = \frac{P_y}{dy} = \omega_s \text{sen}(\alpha) \text{sen}(\alpha) = F_{yp} t_w \text{sen}^2(\alpha) \quad (2.11)$$

Las fuerzas correspondientes sobre la viga se obtienen de manera similar. En este caso, las componentes horizontal y vertical de las fuerzas de tracción son respectivamente:

$$\omega_{xb} = \frac{1}{2} F_{yp} t_w \text{sen}(2\alpha) \quad (2.12)$$

$$\omega_{yb} = F_{yp} t_w \text{cos}^2(\alpha) \quad (2.13)$$

Es importante notar que cuando  $\alpha = 45^\circ$  las componentes de las fuerzas de tracción sobre vigas y columnas son iguales a  $\frac{1}{2} F_{yp} t_w$ . En el diseño se debe incluir la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia especificada  $R_y$  en las ecuaciones 2.10 a 2.13.

Las columnas deben satisfacer un requisito de rigidez mínima para evitar deformaciones excesivas bajo la acción del campo de tracciones. La resistencia última de un SPSW se desarrolla completamente sólo cuando los elementos de borde son lo suficientemente rígidos y resistentes para "anclar" las fuerzas de fluencia de las placas. Por este motivo, las disposiciones AISC 341-10 recomiendan que el momento de inercia de las columnas cumpla la siguiente condición:

$$I_c \geq \frac{0,00307 t_w h^4}{L} \quad (2.14)$$

Hasta ahora no se han propuesto expresiones similares a la ecuación 2.14 para vigas. Sin embargo, la resistencia necesaria para "anclar" la acción de campo de tracción a nivel de techo y base, resulta en tamaños considerables y en una rigidez adecuada [1].

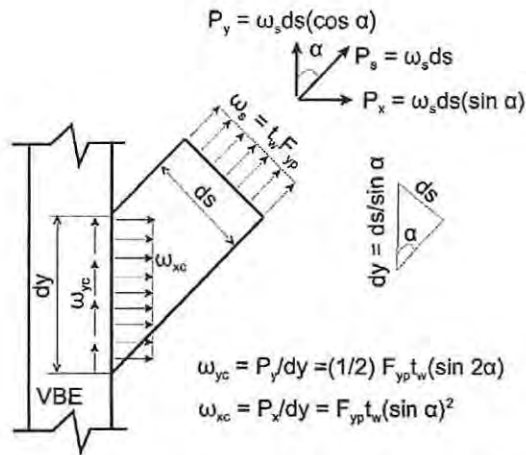


Figura 2.11 – Descomposición de las fuerzas de tracción sobre la columna. Fuente: [10].

### 2.1.6.1. Diseño de vigas (HBE)

Las vigas se diseñan para resistir las fuerzas gravitacionales combinadas con las fuerzas de tracción resultantes de la fluencia de las placas. Se asume que las placas alcanzan la fluencia en todo el panel y en consecuencia las fuerzas de tracción son uniformes. En la figura 2.12 se puede ver el diagrama de cuerpo libre de una viga intermedia, donde:  $P_{bli}$  y  $P_{bri}$  son las fuerzas axiales en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente;  $V_{bli}$  y  $V_{bri}$  son los cortes en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente;  $M_{pri}$  y  $M_{prri}$  son los momentos probables en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente. A diferencia de las vigas intermedias, las vigas de anclaje reciben fuerzas de tracción solo de una placa.

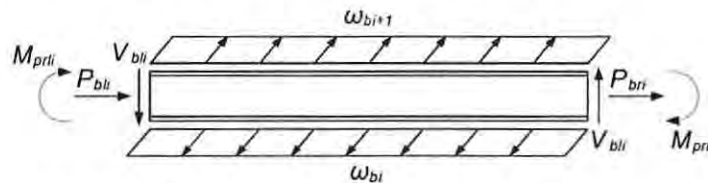


Figura 2.12 – Diagrama de cuerpo libre de una viga intermedia. Fuente: Elaboración propia.

La fuerza axial en las vigas proviene de la componente horizontal de las fuerzas de tracción y de la fuerza inducida por las columnas. La fuerza que ejerce la componente horizontal de las fuerzas de tracción tiene la distribución de la figura 2.13 y está dada por:

$$P_{wi} = (\omega_{xbi} - \omega_{xbi+1}) \frac{L_{cf}}{2} \quad (2.15)$$

La fuerza inducida por las columnas está dada por:

$$P_{si} = \omega_{xci} \frac{h_{ci}}{2} + \omega_{xci+1} \frac{h_{ci+1}}{2} \quad (2.16)$$

donde  $h_c$  es la altura libre entre alas de vigas. Las fuerzas axiales en los extremos izquierdo y derecho de la viga del piso  $i$ , cuando la fuerza lateral se aplica de izquierda a derecha, están dadas respectivamente por:

$$P_{bli} = P_{si} + P_{wi} \quad (2.17)$$

$$P_{bri} = P_{si} - P_{wi} \quad (2.18)$$

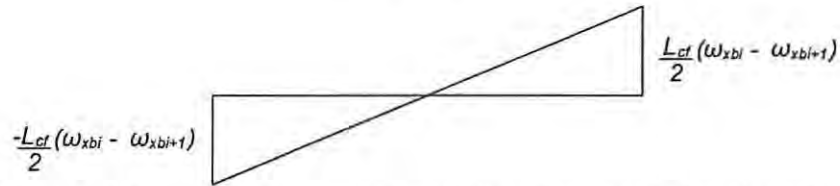


Figura 2.13 – Fuerza axial en una viga intermedia producida por la componente horizontal de las fuerzas de tracción. Fuente: [10].

La flexión y el corte en las vigas provienen de las fuerzas gravitacionales combinadas con la componente vertical de las fuerzas de tracción. La flexión máxima en la viga del piso  $i$ , está dada por:

$$M_{ui} = (\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1} + \omega_{gi}) \frac{L_{cf}^2}{4} \quad (2.19)$$

donde  $\omega_{gi}$  es la fuerza gravitacional en el piso  $i$ . La ecuación 2.19 fue deducida por Vian y Bruneau (2005) para forzar la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y no en un punto intermedio, y así evitar excesivas deformaciones transversales de las vigas que impidan “anclar” las fuerzas de tracción de las placas.

El corte máximo en la viga está dado por:

$$V_{ui} = (\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1} + \omega_{gi}) \frac{L_{cf}}{2} \quad (2.20)$$

El corte que ejercen las rótulas plásticas está dado por:

$$V_{hi} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (2.21)$$

donde  $M_{pr}$  es el momento probable de la viga y  $L_h$  es la distancia entre rótulas plásticas. La distancia entre rótulas se puede estimar con:

$$L_h = L_{cf} - d \quad (2.22)$$

Los cortes en los extremos izquierdo y derecho de la viga del piso  $i$ , cuando la fuerza lateral se aplica de izquierda a derecha, están dados respectivamente por:

$$V_{bli} = V_{hi} + V_{ui} \quad (2.23)$$

$$V_{bri} = V_{hi} - V_{ui} \quad (2.24)$$

### 2.1.6.2. Diseño de columnas (VBE)

Los esfuerzos sobre las columnas se pueden obtener desarrollando un modelo lineal elástico con las fuerzas resultantes del mecanismo de fluencia uniforme. El método fue desarrollado por Berman y Bruneau (2008) a partir de análisis strip model y comprobado con resultados de modelos "pushover". Se deben considerar las cargas laterales que producen el mecanismo de falla en el equilibrio para conseguir diagramas de momento y deformaciones consistentes con los SPSW que tienen conexiones de momento. La figura 2.14 muestra el diagrama de cuerpo libre de las columnas de un SPSW de cuatro pisos con las fuerzas provocadas por el mecanismo de fluencia uniforme.

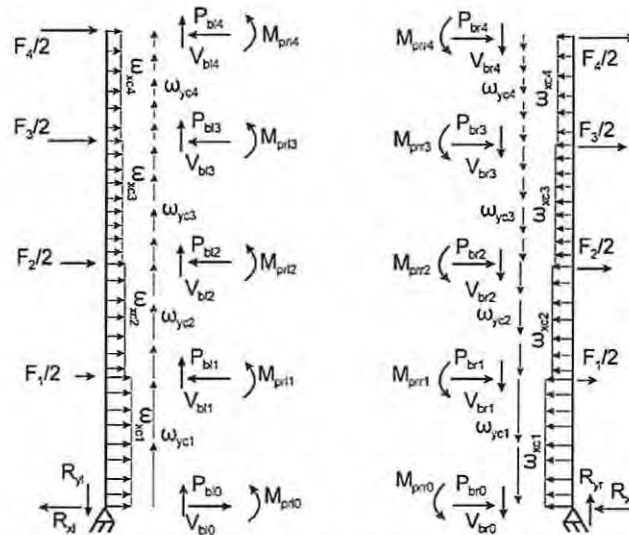


Figura 2.14 – Diagrama de cuerpo libre de las columnas. Fuente: [10].

La fuerza axial en las columnas se puede calcular de manera alternativa con las ecuaciones 2.25 y 2.26, mientras que los esfuerzos de flexión y corte necesariamente deben obtenerse del método lineal elástico anterior o de los métodos recomendados en AISC 341-10.

Las fuerzas axiales ejercidas por la componente vertical de las fuerzas de tracción, las vigas y las fuerzas gravitacionales, están dadas respectivamente por:

$$P_{wi} = \sum \omega_{yji} h_{ci} \quad (2.25)$$

$$P_{bi} = \sum (\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1}) \frac{L_{cf}}{2} + \sum \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (2.26)$$

$$P_{gi} = \frac{1}{2} \sum \omega_{gi} L \quad (2.27)$$

Las fuerzas de tracción en la columna izquierda y de compresión en la columna derecha, cuando la fuerza lateral se aplica de izquierda a derecha, están dadas respectivamente por:

$$P_{cli} = P_{wi} - P_{bi} - P_{gi} \quad (2.28)$$

$$P_{cri} = P_{wi} + P_{bi} + P_{gi} \quad (2.29)$$

### 2.1.7. SPSW con conexiones simples

El comportamiento histerético de un SPSW muestra etapas de rigidez lateral reducida cuando la placa pasa de estar pandeada a traccionada. Para limitar desplazamientos y aceleraciones excesivas durante estas etapas y disipar energía adicional, las disposiciones AISC 341-10 exigen conexiones viga-columna para "marcos de momento corrientes" (OMF). Sin embargo, los ensayos de SPSW con conexiones simples viga-columna han mostrado un comportamiento histerético adecuado para resistir cargas sísmicas. Los resultados obtenidos de los ensayos muestran que las conexiones simples junto con la placa crean una conexión que aporta una rigidez no despreciable al SPSW [4].

#### 2.1.7.1. Estudios experimentales

Berman y Bruneau (2003a) ensayaron muestras de SPSW de un piso con conexiones simples y placas de acero light-gauge calidad ASTM A1008. Los espesores de placa usados fueron 0,9 mm y 1,0 mm para las muestras denominadas F1 y F2, respectivamente. Los paneles tenían dimensiones 1830 mm x 3660 mm y estaban formados por columnas W310x143 y vigas W460x128. La curva histerética de la muestra F2, como resultado de 29 ciclos de carga, se puede ver en la figura 2.15(a). Restando la contribución del marco de borde, denominado BF1, se obtiene la curva histerética de la placa de la figura 2.15(b). La muestra F2 alcanzó una razón de ductilidad de 12, un drift máximo de 3,7% y se determinó que la placa proporcionó aproximadamente el 90% de la rigidez inicial del SPSW. Los estrangulamientos presentados por las curvas histeréticas se produjeron por deformaciones plásticas no recuperables y el comportamiento es comparable al de un marco arriostrado concéntrico con riostras esbeltas [2].

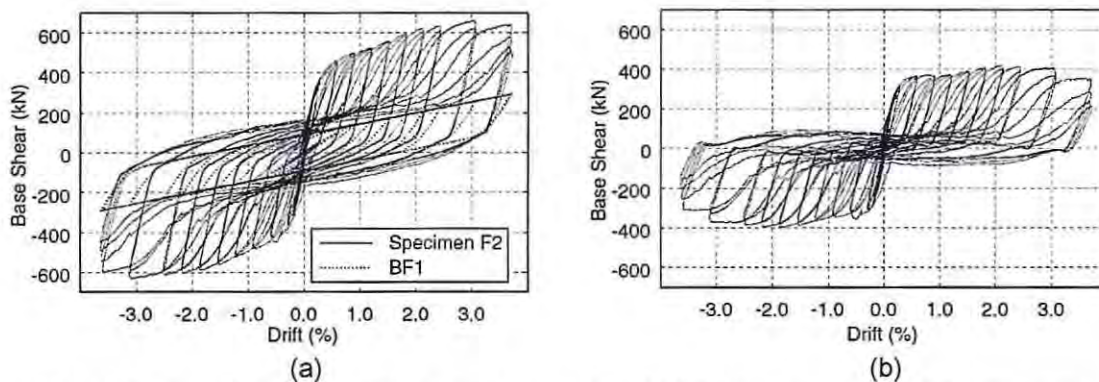


Figura 2.15 – Comportamiento histerético de una muestra de SPSW light-gauge: (a) SPSW y marco de borde; (b) placa. Fuente: [2].

Caccese et al. (1993) investigaron los efectos del tipo de conexión viga-columna en muestras de SPSW de tres pisos con diferentes espesores de placa y tipos de conexión. Los espesores de placa usados fueron 0,76 mm, 1,9 mm y 2,66 mm para conexiones de momento y 0,76 mm y 1,9 mm para conexiones simples. Los paneles tenían dimensiones 838 mm x 1245 mm y estaban formados por vigas S3x5,7 y columnas W4x13. La diferencia entre el uso de conexiones simples o de momento no fue significativo. Esta conclusión fue atribuida al hecho de que las placas fueron soldadas por todo el contorno del marco, lo cual en esencia, crea una conexión de momento incluso sin soldar las alas de las vigas a las columnas [4]. El comportamiento histerético de las muestras sometidas a 24 ciclos de carga se pueden ver en la figura 2.16.

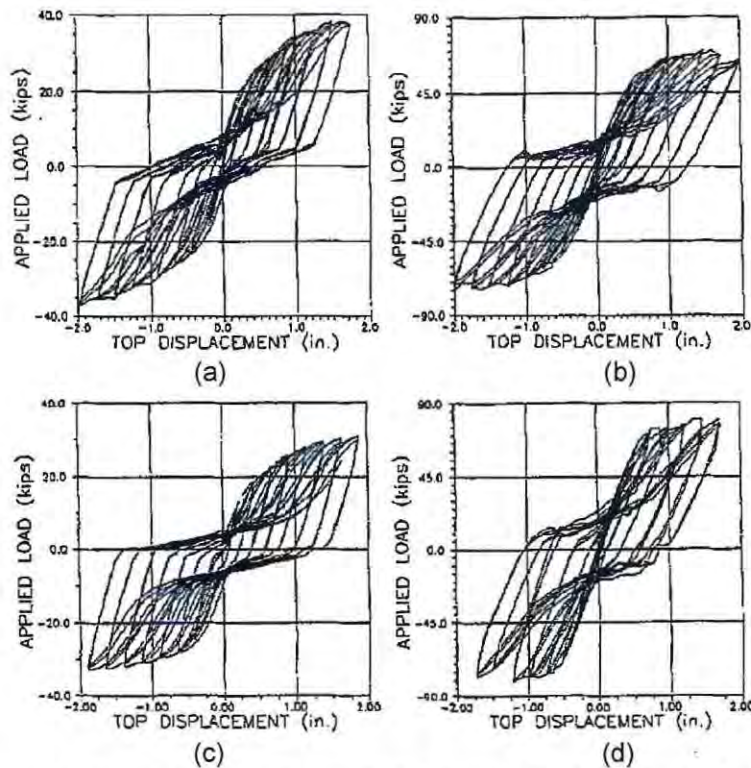


Figura 2.16 – Comportamiento histerético de muestras de SPSW con: (a) placa de 0,76 mm de espesor y conexiones de momento; (b) placa de 1,9 mm de espesor y conexiones de momento; (c) placa de 0,76 mm de espesor y conexiones simples; (d) placa de 1,9 mm de espesor y conexiones simples. Fuente: [4].

Tromposch y Kulak (1987) ensayaron una muestra de SPSW con conexiones simples que tenía dos paneles de dimensiones 2200 mm x 2750 mm formados por columnas W310x129, vigas W610x241 y placas de 3 mm de espesor. Se aplicaron 28 ciclos de carga hasta alcanzar el 67% de la resistencia última (4000 kN) y un desplazamiento de 17 mm (0,8% de drift). El comportamiento histerético de la muestra presentó estrangulamientos y disipación de energía estables [11]. Los resultados se se pueden ver en la figura 2.17.

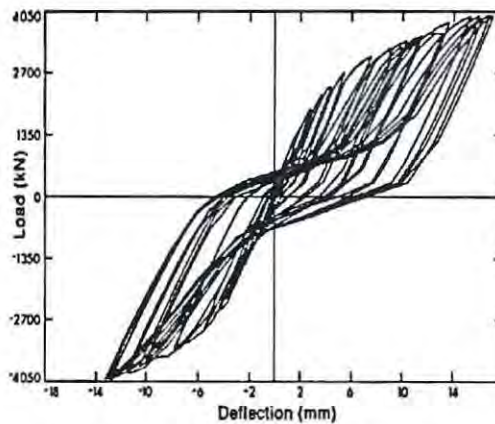


Figura 2.17 – Comportamiento histerético de una muestra de SPSW con conexiones simples. Fuente: [11].

### 2.1.7.2. Conexiones

En la figura 2.18 se puede ver el detalle de la conexión simple viga-columna apernada que tenían las muestras de SPSW ensayadas por Berman y Bruneau (2003a). Los resultados mostraron que la conexión aportó al SPSW aproximadamente el 10 % de la rigidez inicial y casi el 50 % de la energía total disipada.

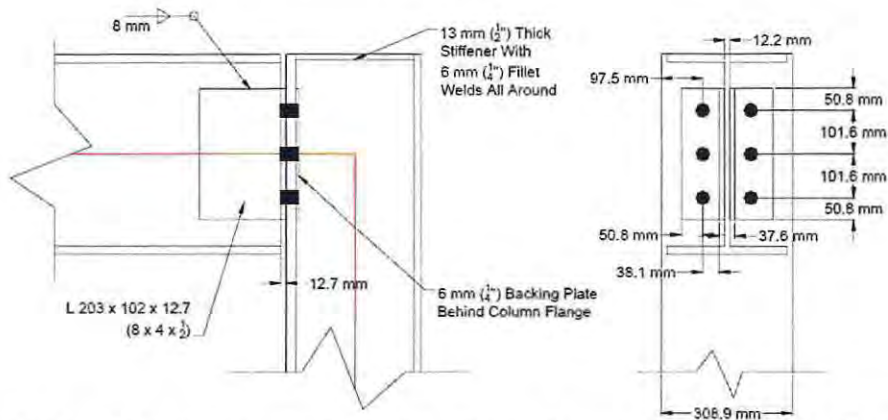


Figura 2.18 – Detalle de conexión simple viga-columna de una muestra de SPSW. Fuente: [2].

La conexión de la placa al marco de borde puede ser soldada, apernada o adherida con epóxico, y debe estar diseñada para resistir la fluencia esperada de la placa. Las dificultades para asegurar la alineación de las perforaciones en el montaje y los tiempos de construcción, han hecho que las conexiones soldadas sean más comunes que las apernadas. Las conexiones con adhesivo epóxico son capaces de desarrollar las fuerzas de fluencias de placas delgadas y son adecuadas para conectar las placas al marco de borde [2]. Para facilitar el montaje de la placa, normalmente se utiliza una placa base denominada "fish plate", que permite el traslape y evita problemas de tolerancia. En la figura 2.19 se pueden ver detalles de conexiones de la placa con el marco de borde soldada y adherida con epóxico.

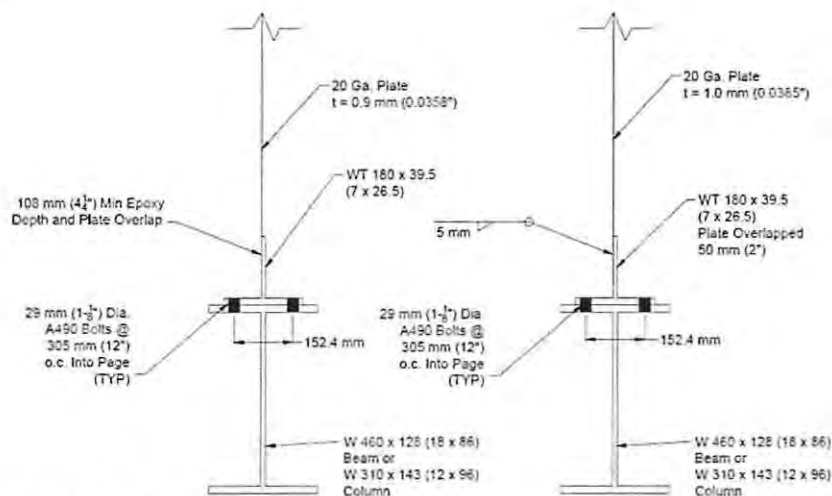


Figura 2.19 – Detalle de conexiones de la placa con el marco de borde. Fuente: [2].

### 2.1.7.3. Ajustes en el diseño

Las ecuaciones descritas anteriormente son también válidas para SPSW con conexiones simples pero requieren de algunos ajustes. En el caso de las vigas, no es necesario forzar la formación de rótulas plásticas en los extremos y los esfuerzos son los de una viga simplemente apoyada. La flexión máxima está dada por:

$$M_{ui} = (\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1} + \omega_{gi}) \frac{L_{cf}^2}{8} \quad (2.30)$$

El momento probable en los extremos de las vigas  $M_{pr}$  es igual a cero en las ecuaciones 2.21 y 2.26 y los cortes en los extremos izquierdo y derecho, están dados por:

$$V_{bli} = V_{bri} = V_{hi} \quad (2.31)$$

La fuerza inducida por las vigas está dada por:

$$P_{bi} = \sum (\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1}) \frac{L_{cf}}{2} \quad (2.32)$$

En el caso de las columnas, solo las placas contribuyen al equilibrio en el mecanismo de fluencia uniforme y por lo tanto no se incluyen las cargas laterales  $F$  en la estimación de los esfuerzos sobre las columnas.

# Capítulo III

## 3. Análisis y diseño del edificio original

### 3.1. Descripción del edificio

La estructura original corresponde a un edificio de uso industrial de acero representativo de los edificios que normalmente se construyen en Chile. El edificio tiene 5 pisos y se compone de dos marcos arriostrados concéntricos configurados en "X" en cada dirección. La altura de piso tipo es de 4 m y las dimensiones en planta son de 16 m x 16 m. En la figura 3.1 se puede apreciar la planta de estructuras tipo con la ubicación de los arriostramientos y la dirección de las losas. Las elevaciones de los marcos arriostrados y gravitacionales se pueden apreciar en las figuras 3.2 y 3.3, respectivamente.

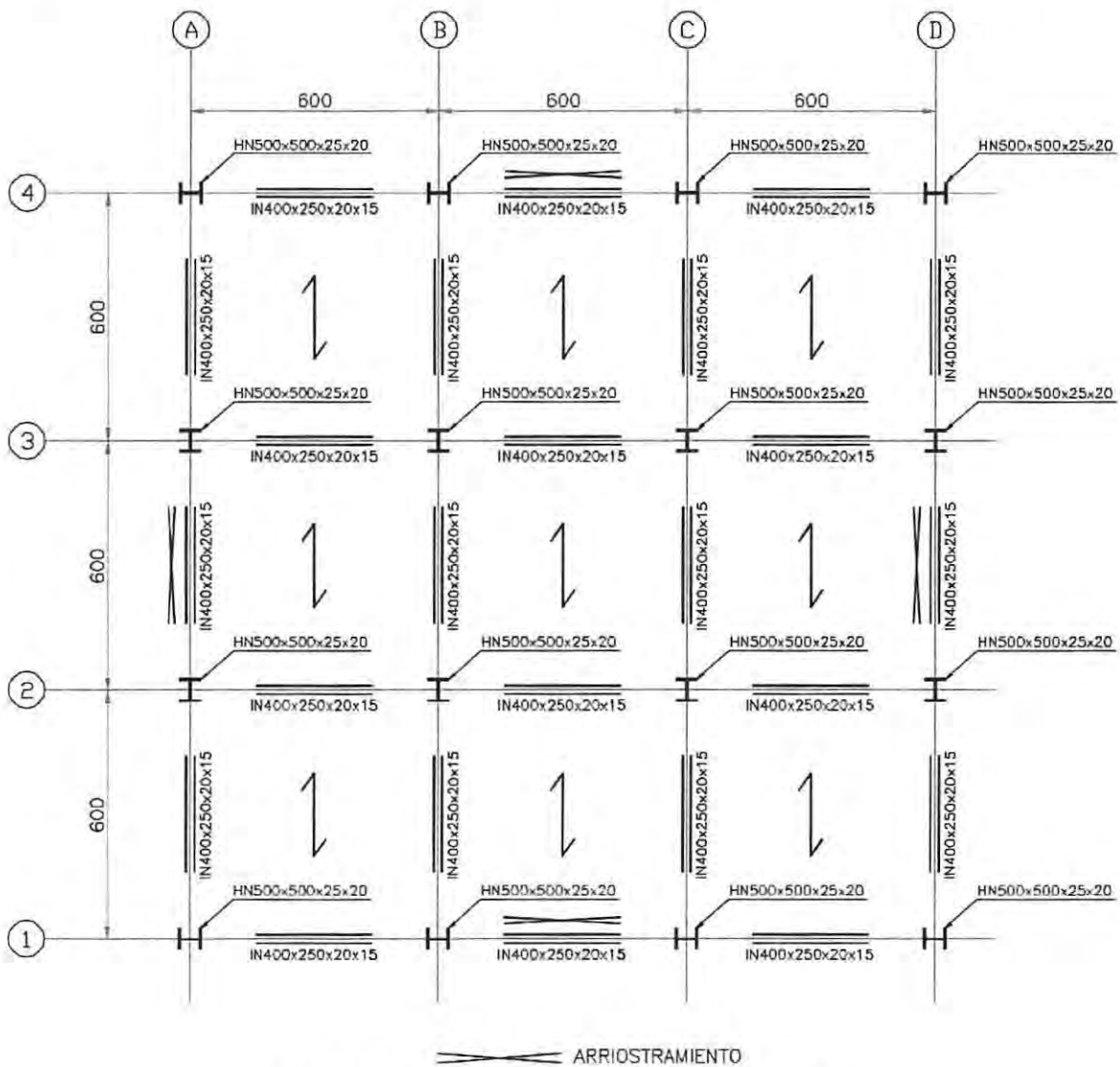


Figura 3.1 – Planta de estructuras tipo del edificio original.

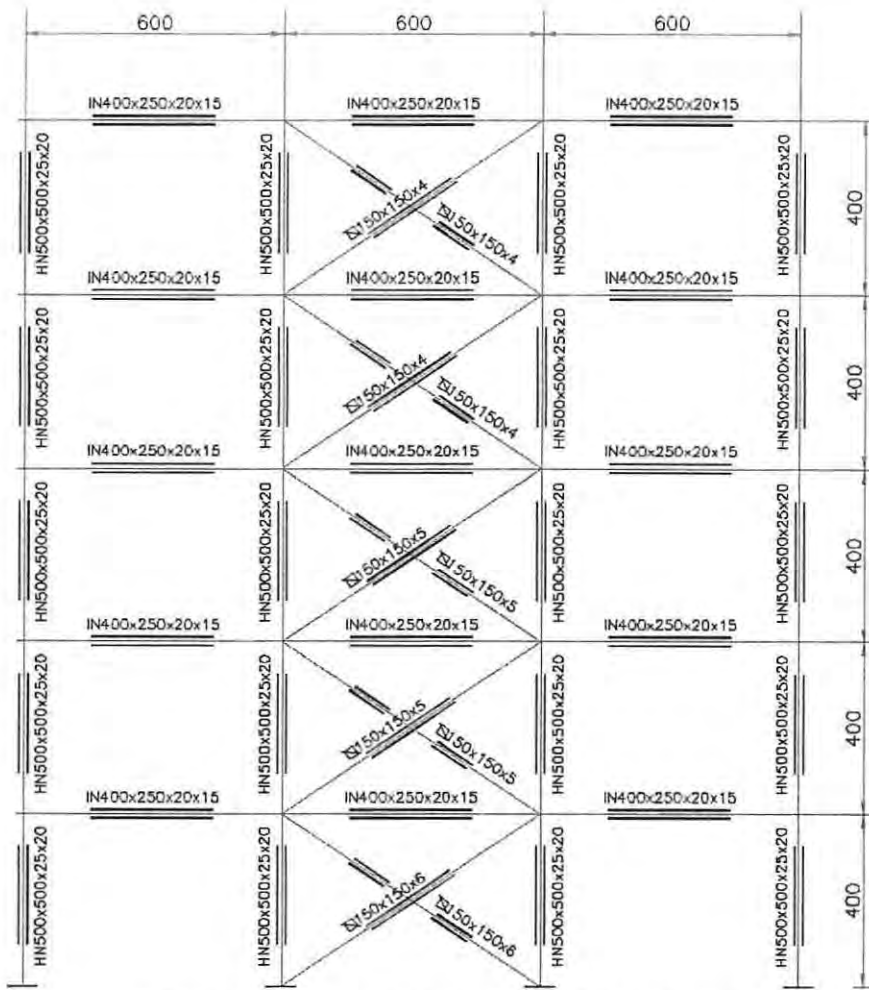


Figura 3.2 – Elevación de los ejes 1, 4, A y D del edificio original.

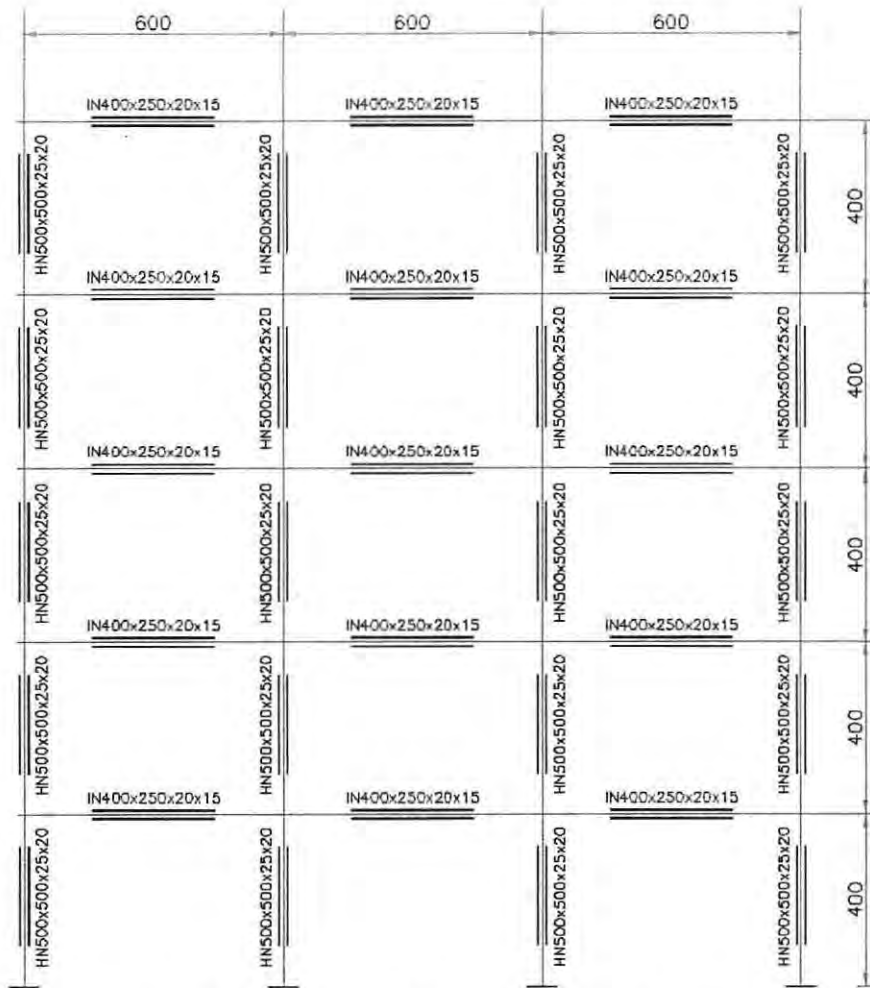


Figura 3.3 – Elevación de los ejes 2, 3, B y C del edificio original.

## 3.2. Análisis del edificio

### 3.2.1. Modelo de análisis

El edificio se modela con el programa computacional ETABS (CSI, 2015) utilizando elementos "frame" lineales elásticos. Las vigas y diagonales se modelan con rótulas de flexión en los extremos y las columnas con apoyos simples en las bases. Se considera diafragma rígido a nivel de piso por efecto de las losas. En la figura 3.4 se puede ver una vista general del modelo computacional del edificio original.

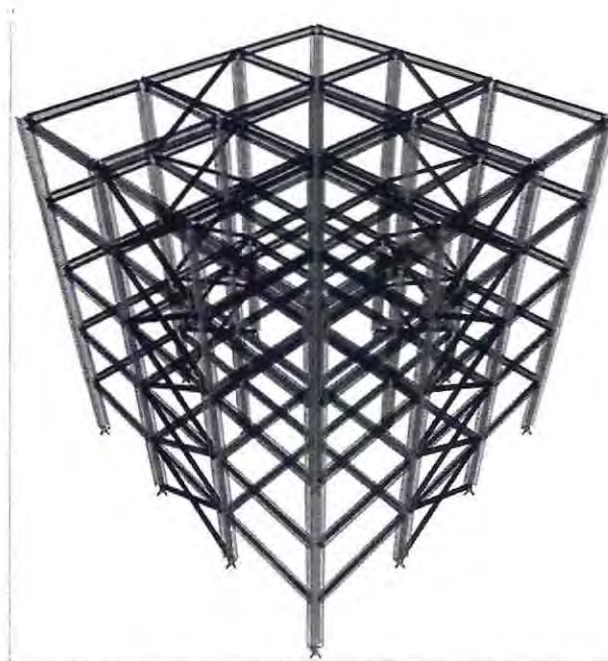


Figura 3.4– Vista general del modelo del edificio original.

### 3.2.2. Solicitaciones

Las solicitaciones que actúan sobre el edificio incluyen cargas gravitacionales de peso propio y sobrecarga de uso y cargas sísmicas actuando en dos direcciones ortogonales.

#### 3.2.2.1. Peso propio (D)

Se considera una carga adicional uniformemente distribuida de  $250 \text{ kgf/m}^2$  que representa el peso de la losa en una dirección.

#### 3.2.2.2. Sobrecarga (L)

Se considera una sobrecarga de uso uniformemente distribuida de  $500 \text{ kgf/m}^2$  que representa el peso de equipos e instalaciones.

### 3.2.2.3. Sismo (E)

Se considera la acción sísmica horizontal actuando en dos direcciones ortogonales. El corte basal de diseño se obtiene mediante el análisis modal espectral descrito en la norma NCh2369.Of2003.

### 3.2.3. Materiales

El material de los elementos que componen el edificio es un acero estructural calidad A270ES, cuyas propiedades mecánicas se definen en la norma NCh203.Of2006 y se indican en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 – Propiedades mecánicas del acero estructural A270ES. Fuente: NCh203.Of2006.

Módulo de elasticidad E (kgf/cm <sup>2</sup> )	2000000
Tensión mínima de fluencia F <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	2700
Tensión mínima de tracción F <sub>u</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200
Módulo de Poisson $\nu$	0,3
Módulo elástico de corte G (kgf/cm <sup>2</sup> )	800000

### 3.2.4. Combinaciones de carga

Se consideran las combinaciones de carga mayoradas para el diseño por resistencia indicadas en la norma NCh3171.Of2010. Las combinaciones de carga son:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + L ± 1,4E
- 0,9D ± 1,4E

### 3.2.5. Análisis sísmico según NCh2369.Of2003

El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes en cada dirección de análisis sea igual o mayor al 90% de la masa total. La tabla 3.2 contiene los periodos fundamentales de vibración y las masas equivalentes en cada dirección de análisis.

Tabla 3.2 – Periodos y masas equivalentes en cada dirección.

Modo	Periodo (seg)	% Masa equivalente dirección X	% Masa equivalente dirección Y	Sumatoria % masas dirección X	Sumatoria % masas dirección Y
1	0,84	0	81	0	81
2	0,84	81	81	81	81
3	0,55	0	0	81	81
4	0,27	0	14	81	95
5	0,27	14	0	95	95

### 3.2.5.1. Espectro de diseño

El análisis modal espectral se realiza según lo especificado en la norma NCh2369.Of2003, considerando zona sísmica 3 y suelo tipo III. La tabla 3.3 contiene los parámetros considerados para obtener el espectro de diseño. La norma NCh2369.Of2003 establece que se debe utilizar un factor de modificación de respuesta  $R = 5$  para marcos arriostrados con anclajes dúctiles y una razón de amortiguamiento  $\xi = 3\%$  para marcos de acero con o sin arriostramientos y con uniones de terreno apernadas. Por último, la estructura clasifica como categoría C2 al tratarse de una obra normal.

Tabla 3.3 – Parámetros para el espectro de diseño de NCh2369.Of2003.

Zona sísmica	3
Aceleración máxima del suelo $A_0$	0,4 g
Tipo de suelo	III
Parámetro $T'$	0,62 s
Parámetro $n$	1,8
Categoría de la estructura	C2
Coefficiente de importancia $I$	1,0
Factor de modificación de respuesta $R$	5
Razón de amortiguamiento $\xi$	0,03
Coefficiente sísmico mínimo $C_{min}$	0,10
Coefficiente sísmico máximo $C_{máx}$	0,23

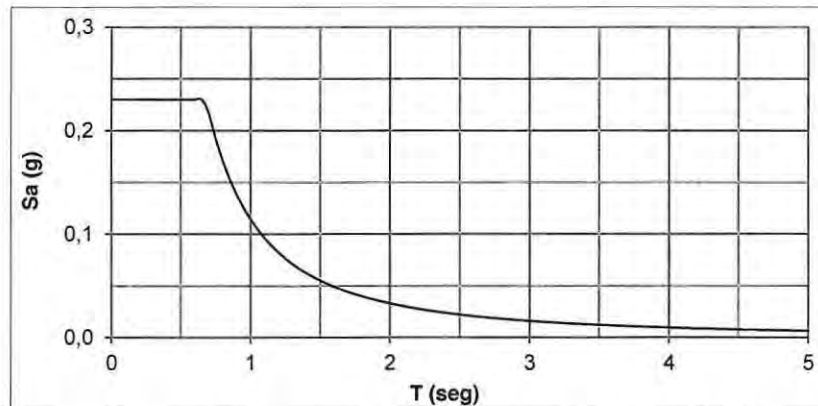


Figura 3.5 – Espectro de diseño de NCh2369.Of2003.

### 3.2.5.2. Corte basal de diseño

Para determinar el peso sísmico se considera un 100% de las cargas de peso propio y un 50% de la carga de uso. La tabla 3.4 contiene las reacciones en la base del edificio en las direcciones horizontales ortogonales X e Y, y en la dirección vertical Z.

Tabla 3.4 – Reacciones en la base.

Carga	RX (tonf)	RY (tonf)	RZ (tonf)
Peso propio (D)	0	0	576
Sobrecarga (L)	0	0	810
Sismo en dirección X (EX)	130	0	0
Sismo en dirección Y (EY)	0	130	0

El peso sísmico de la estructura es:

$$P = D + 0,5L = 576 + 0,5 \cdot 810 = 981 \text{ tonf}$$

Los cortes basales en las direcciones X e Y son respectivamente:

$$Q_{ox} = 148 \text{ tonf}$$

$$Q_{oy} = 148 \text{ tonf}$$

El corte basal mínimo es:

$$Q_{\min} = I C_{\min} P = 1,0 \cdot 0,10 \cdot 981 = 98 \text{ tonf}$$

El corte basal máximo es:

$$Q_{\max} = I C_{\max} P = 1,0 \cdot 0,23 \cdot 981 = 226 \text{ tonf}$$

Los cortes basales  $Q_{ox}$  y  $Q_{oy}$  se encuentran dentro de los límites establecidos en la norma NCh2369.Of2003 ( $Q_{\min} \leq Q_o \leq Q_{\max}$ ) y no necesitan ser ajustados. La tabla 3.5 contiene los cortes basales obtenidos del análisis y los porcentajes que representan en relación al peso sísmico.

Tabla 3.5 – Cortes basales y porcentaje respecto del peso sísmico.

Corte basal	Q (tonf)	Q/P (%)
Corte mínimo $Q_{\min}$	98	10
Corte máximo $Q_{\max}$	226	23
Corte de diseño en X $Q_{ox}$	130	13
Corte de diseño en Y $Q_{oy}$	130	13

### 3.2.5.3. Drifts

La norma NCh2369.Of2003 establece que los drifts  $\delta$  amplificados por el factor  $R_1$ , no deben exceder de 0,015, donde  $R_1 = R Q_o/Q_{min}$  cuando  $0,5 < Q_o/Q_{min} \leq 1,0$  y  $R_1 = R$  cuando  $Q_o/Q_{min} > 1,0$ . De acuerdo con la tabla 3.5,  $Q_o/Q_{min} = 130/98 = 1,3 > 1,0$  por lo tanto,  $R_1 = R = 5$ . La tabla 3.6 contiene los drifts del edificio original y la figura 3.6 muestra gráficamente estos drifts versus el número de pisos.

Tabla 3.6 – Drifts del edificio original.

Piso	$\delta \cdot R_1$ (%)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (%)	$\delta \cdot R_1 \leq \delta_{m\acute{a}x}$
5	0,80	1,50	Cumple
4	0,95	1,50	Cumple
3	1,01	1,50	Cumple
2	1,00	1,50	Cumple
1	0,89	1,50	Cumple

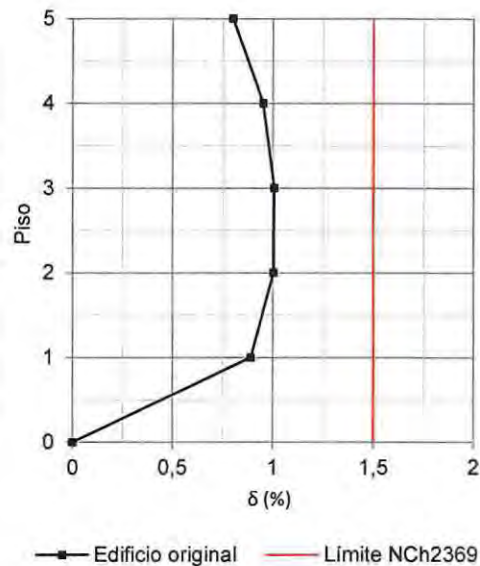


Figura 3.6 – Drifts del edificio original.

### 3.2.6. Cubicación

La tabla 3.7 contiene el peso de los elementos que componen el edificio original. El peso total del edificio original es de 171,39 tonf.

Tabla 3.7 – Peso de los elementos del edificio original.

Sección	Peso tonf
HN500x500x25x20	85,40
IN400x250x20x15	79,78
□ 150x150x6	1,54
□ 150x150x5	2,59
□ 150x150x4	2,09

### 3.3. Diseño del edificio según AISC 341-10

Los elementos se diseñan de acuerdo a las especificaciones del AISC 341-10 para "marcos arriostrados concéntricos especiales" (SCBF). Las resistencias de diseño de los elementos se determinan utilizando el método LRFD descrito en las disposiciones AISC 360-10. Los límites de esbeltez considerados para clasificar las secciones son los especificados en NCh2369.Of2003. Adicionalmente, las secciones deben cumplir con las esbelteces para elementos altamente dúctiles exigidos en AISC 341-10.

Las vigas y columnas se diseñan para resistir fuerzas gravitacionales combinadas con las fuerzas esperadas de fluencia en tracción y compresión de las diagonales cuando se desarrolla un mecanismo plástico. En la figura 3.7 se muestra un esquema con las fuerzas esperadas de las diagonales en un marco arriostrado de dos pisos cuando se desarrolla el mecanismo.

La resistencia esperada a tracción  $T_{exp}$  de las diagonales está dada por:

$$T_{exp} = R_y F_y A_g \quad (3.1)$$

donde  $R_y$  es la razón entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia especificada. La resistencia esperada a compresión  $C_{exp}$  de las diagonales está dada por:

$$C_{exp} = 1,14 F_{cre} A_g \quad (3.2)$$

donde  $F_{cre}$  es el esfuerzo crítico determinado para una tensión de fluencia igual a  $R_y F_y$ . La resistencia post-pandeo esperada de las diagonales  $C'_{exp}$  se determina como 0,3 veces la resistencia esperada a compresión. El diseño se debe realizar con el esfuerzo que resulte mayor de considerar  $C_{exp}$  o  $C'_{exp}$ .

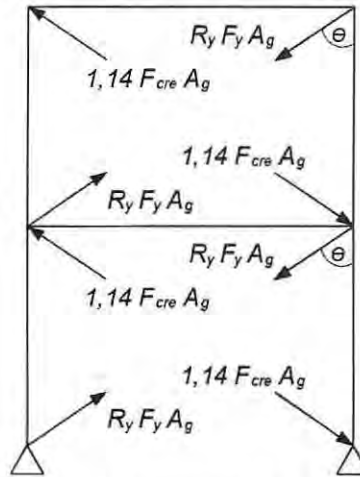


Figura 3.7 – Fuerzas esperadas de tracción y compresión de las diagonales. Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.1. Diseño de diagonales

Los perfiles de las diagonales corresponden a secciones tubulares cuadradas cuyas propiedades geométricas se indican en la tabla 3.8. Las diagonales se diseñan para resistir las fuerzas axiales provenientes del sismo de diseño mayoradas por 1,4 y despreciando los efectos de las cargas gravitacionales. La tabla 3.9 contiene las resistencias de diseño a compresión de los distintos perfiles y la tabla 3.10 contiene el factor de utilización a compresión de las diagonales en cada piso.

Tabla 3.8 – Propiedades geométricas de las diagonales.

Sección	H mm	t mm	$A_g$ cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	r cm
□150x150x6	150	6	33,6	1144	5,83
□150x150x5	150	5	28,4	981	5,88
□150x150x4	150	4	23,0	807	5,93

Tabla 3.9 – Resistencia a compresión de las diagonales.

Sección	B/t	$1,4 \sqrt{E/F_y}$	Ala	KL/r	$4,71 \sqrt{E/F_y}$	$F_e$ kgf/cm <sup>2</sup>	$F_{cr}$ kgf/cm <sup>2</sup>	$\phi P_n$ tonf
□150x150x6	25	38,1	Compacta	61,7	128,3	5182	2171	65,7
□150x150x5	30	38,1	Compacta	61,2	128,3	5270	2179	55,6
□150x150x4	37,5	38,1	Compacta	60,7	128,3	5358	2187	45,2

Tabla 3.10 – Factor de utilización a compresión de las diagonales.

Piso	Sección	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU
5	□150x150x4	21,7	45,2	0,48
4	□150x150x4	29,6	45,2	0,65
3	□150x150x5	42,2	55,6	0,76
2	□150x150x5	46,9	55,6	0,84
1	□150x150x6	56,8	65,7	0,86

### 3.3.2. Diseño de vigas

Los perfiles de las vigas corresponden a secciones "H" soldadas IN400x250x20x15 cuyas propiedades geométricas se indican en la tabla 3.11. La contribución de las losas a la resistencia de las vigas se desprecia.

Tabla 3.11 – Propiedades geométricas de las vigas.

Sección	H mm	B mm	t <sub>r</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	A <sub>g</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>y</sub> cm	J cm <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>
IN400x300x20x15	400	250	20	15	154	41965	2098	2386	5,82	178	2083333

La tabla 3.12 contiene la clasificación de la sección para considerar los efectos de pandeo local y las tablas 3.13 y 3.14 contienen las resistencias de diseño a compresión y flexión respectivamente.

Tabla 3.12 – Clasificación de la sección para resistencia a compresión.

Sección	B/2t <sub>r</sub>	$0,64 \sqrt{k_c E/F_y}$	Ala	H/t <sub>w</sub>	$1,49 \sqrt{E/F_y}$	Alma
IN400x250x20x15	6,3	15,3	Compacta	24	40,6	Compacta

Tabla 3.13 – Resistencia a compresión de las vigas.

Sección	KL/r	$4,71 \sqrt{E/F_y}$	F <sub>e</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	F <sub>cr</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	φP <sub>n</sub> tonf
IN400x250x20x15	103,1	128,3	1858	1470	203,7

Tabla 3.14 – Resistencia a flexión de las vigas.

Sección	B/2t <sub>r</sub>	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	Ala	H/t <sub>w</sub>	$3,76 \sqrt{E/F_y}$	Alma	φM <sub>n</sub> tonf-m
IN400x250x20x15	6,3	10,3	Compacta	24	102,3	Compacta	67,2

Las vigas se diseñan para resistir fuerzas gravitacionales combinadas con las fuerzas esperadas de las diagonales T<sub>exp</sub> y C<sub>exp</sub> o C'<sub>exp</sub>. A continuación, se determinan los esfuerzos sobre la viga más solicitada correspondiente a la viga de techo del quinto piso.

La flexión máxima producida por las fuerzas gravitacionales es:

$$M_u = \frac{1}{8} \omega_g L^2 = \frac{1}{8} (1,2 \cdot 0,25 \cdot 3 + 0,5 \cdot 3) \cdot 6^2 = 10,8 \text{ tonf-m}$$

Se desprecia el efecto de rigidez en el plano de las losas para determinar la compresión en las vigas. La compresión producida por las diagonales es:

$$P_u = T_{exp} \text{ sen}\theta + C_{exp} \text{ sen}\theta$$

$$T_{exp} \text{ sen}\theta = R_y F_y A_g \text{ sen}\theta = 1,5 \cdot 2,7 \cdot 23,0 \cdot 0,83 = 77,3 \text{ tonf}$$

$$C_{exp} \text{ sen}\theta = 1,14 F_{cre} A_g \text{ sen}\theta = 1,14 \cdot 2,95 \cdot 23,0 \cdot 0,83 = 64,3 \text{ tonf}$$

$$P_u = 77,3 + 64,3 = 141,6 \text{ tonf}$$

Las tablas 3.15, 3.16 y 3.17 contienen las razones de utilización a compresión, flexión e interacción flexión-compresión de las vigas en cada piso respectivamente.

Tabla 3.15 – Factor de utilización a compresión de las vigas.

Piso	Sección	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU
5	IN400x250x20x15	141,6	203,7	0,70
4	IN400x250x20x15	0,0	203,7	0,00
3	IN400x250x20x15	33,0	203,7	0,16
2	IN400x250x20x15	0,0	203,7	0,00
1	IN400x250x20x15	31,9	203,7	0,16

Tabla 3.16 – Factor de utilización a flexión de las vigas.

Piso	Sección	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU
5	IN400x250x20x15	10,8	58,0	0,19
4	IN400x250x20x15	10,8	58,0	0,19
3	IN400x250x20x15	10,8	58,0	0,19
2	IN400x250x20x15	10,8	58,0	0,19
1	IN400x250x20x15	10,8	58,0	0,19

Tabla 3.17 – Factor de utilización a interacción flexión-compresión de las vigas.

Piso	Sección	$P_r$ tonf	$P_c$ tonf	$M_r$ tonf-m	$M_c$ tonf-m	FU
5	IN400x250x20x15	141,6	203,7	10,8	58,0	0,86
4	IN400x250x20x15	0,0	203,7	10,8	58,0	0,17
3	IN400x250x20x15	33,0	203,7	10,8	58,0	0,33
2	IN400x250x20x15	0,0	203,7	10,8	58,0	0,17
1	IN400x250x20x15	31,9	203,7	10,8	58,0	0,32

### 3.3.3. Diseño de columnas

Los perfiles de las columnas corresponden a secciones "H" soldadas HN500x500x25x20 cuyas propiedades geométricas se indican en la tabla 3.18.

Tabla 3.18 – Propiedades geométricas de las columnas.

Perfil	H mm	B mm	$t_r$ mm	$t_w$ mm	$A_g$ cm <sup>2</sup>	$I_x$ cm <sup>4</sup>	$S_x$ cm <sup>3</sup>	$Z_x$ cm <sup>3</sup>	$r_y$ cm	J cm <sup>4</sup>	$C_w$ cm <sup>6</sup>
HN500x500x25x20	500	500	25	20	340	156333	6253	6950	12,38	654	32552083

La tabla 3.19 contiene la clasificación de la sección para considerar los efectos de pandeo local y las tablas 3.20 y 3.21 contienen las resistencias de diseño a compresión y flexión respectivamente.

Tabla 3.19 – Clasificación de la sección para resistencia a compresión.

Sección	B/2tr	$0,64 \sqrt{k_c E/F_y}$	Ala	H/tw	$1,49 \sqrt{E/F_y}$	Alma
HN500x500x25x20	10,0	15,6	Compacta	22,5	40,6	Compacta

Tabla 3.20 – Resistencia a compresión de las columnas.

Sección	KL/r	$4,71 \sqrt{E/F_y}$	$F_e$ kgf/cm <sup>2</sup>	$F_{cr}$ kgf/cm <sup>2</sup>	$\phi P_n$ tonf
HN500x500x25x20	32,3	128,3	18910	2543	778,3

Tabla 3.21 – Resistencia a flexión de las columnas.

Sección	B/2tr	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	Ala	H/tw	$3,76 \sqrt{E/F_y}$	Alma	$\phi M_n$ tonf-m
HN500x500x25x20	6,3	10,3	Compacta	24	102,3	Compacta	67,2

Las columnas se diseñan para resistir fuerzas gravitacionales combinadas con las fuerzas esperadas de las diagonales  $T_{exp}$  y  $C_{exp}$  o  $C'_{exp}$ . A continuación, se determinan los esfuerzos sobre la columna más solicitada correspondiente a la columna comprimida del primer piso.

La compresión producida por las diagonales y las fuerzas gravitacionales es:

$$P_u = \sum (R_y F_y A_g + 1,14 F_{cre} A_g) \cos\theta + \sum P_g$$

$$\sum (R_y F_y A_g + 1,14 F_{cre} A_g) \cos\theta = (1,5 \cdot 2,7 \cdot 23,0 + 1,14 \cdot 2,95 \cdot 23,0) 0,55 +$$

$$[(1,5 \cdot 2,7 \cdot 28,4 + 1,14 \cdot 2,94 \cdot 28,4) 0,55] 2 + [(1,5 \cdot 2,7 \cdot 33,6 + 1,14 \cdot 2,92 \cdot 33,6) 0,55] 2 = 559,2 \text{ tonf}$$

$$\sum P_g = (1,2 \cdot 0,25 \cdot 3 \cdot 6 + 0,5 \cdot 3 \cdot 6) 5 = 72 \text{ tonf}$$

$$P_u = 559,2 + 72 = 631,2 \text{ tonf}$$

La tabla 3.22 contiene la razón de utilización a compresión de las columnas en cada piso.

Tabla 3.22 – Factor de utilización a compresión de las vigas.

Piso	Sección	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU
5	HN500x500x25x20	108,8	778,3	0,14
4	HN500x500x25x20	217,6	778,3	0,28
3	HN500x500x25x20	348,4	778,3	0,45
2	HN500x500x25x20	479,1	778,3	0,62
1	HN500x500x25x20	631,2	778,3	0,81

# Capítulo IV

## 4. Análisis y diseño del edificio rehabilitado

### 4.1. Descripción del edificio

El edificio rehabilitado corresponde al edificio original reforzado con placas de acero light-gauge en lugar de diagonales en los ejes 1 y 4. La planta de estructuras tipo, con la ubicación de arriostramientos y placas, se puede ver en la figura 4.1. La elevación de los ejes 1 y 4, correspondiente a los marcos con placas, se muestra en la figura 4.2. Las elevaciones del resto de los ejes no se modifican.

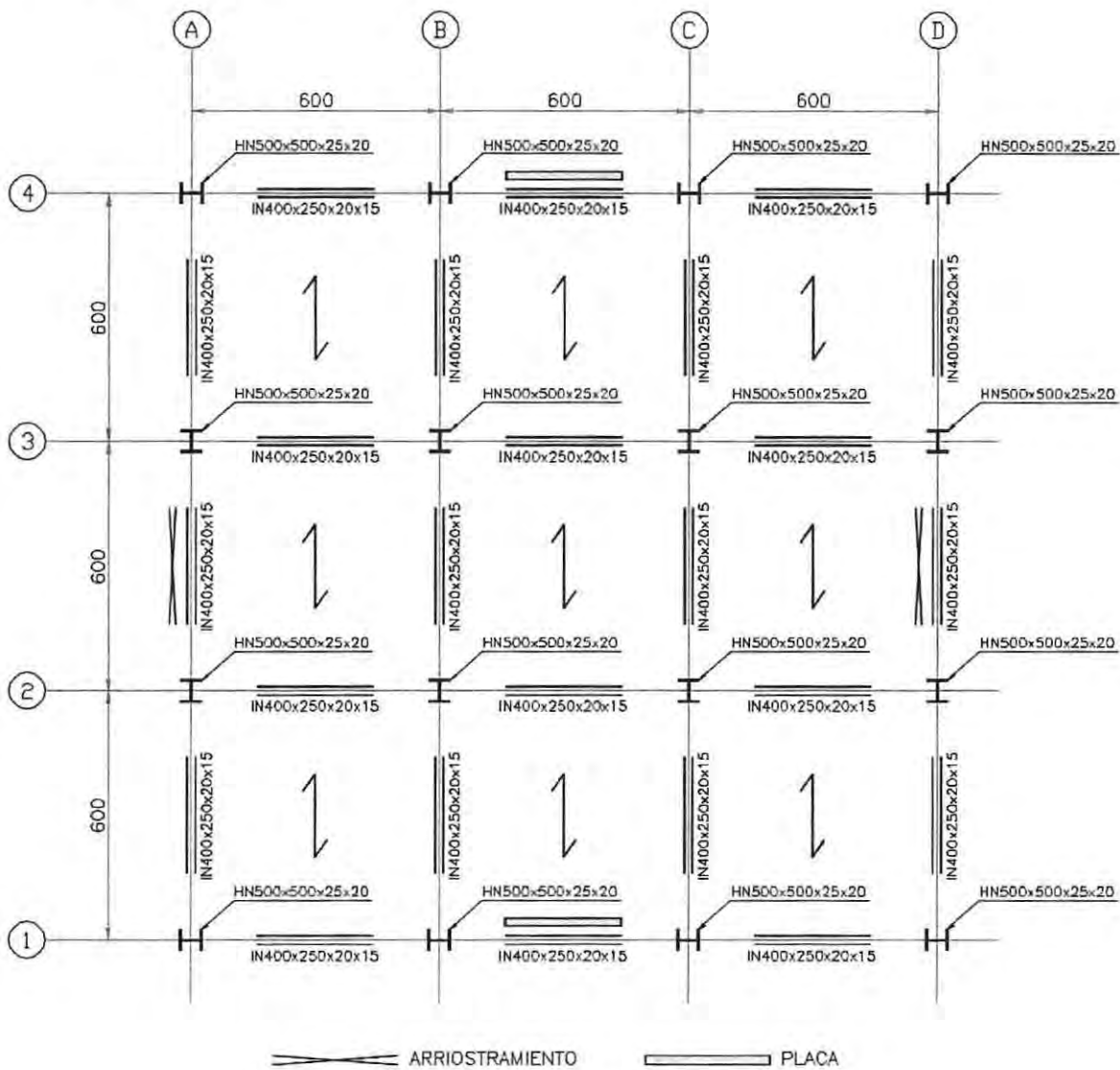


Figura 4.1 – Planta de estructuras tipo del edificio rehabilitado.

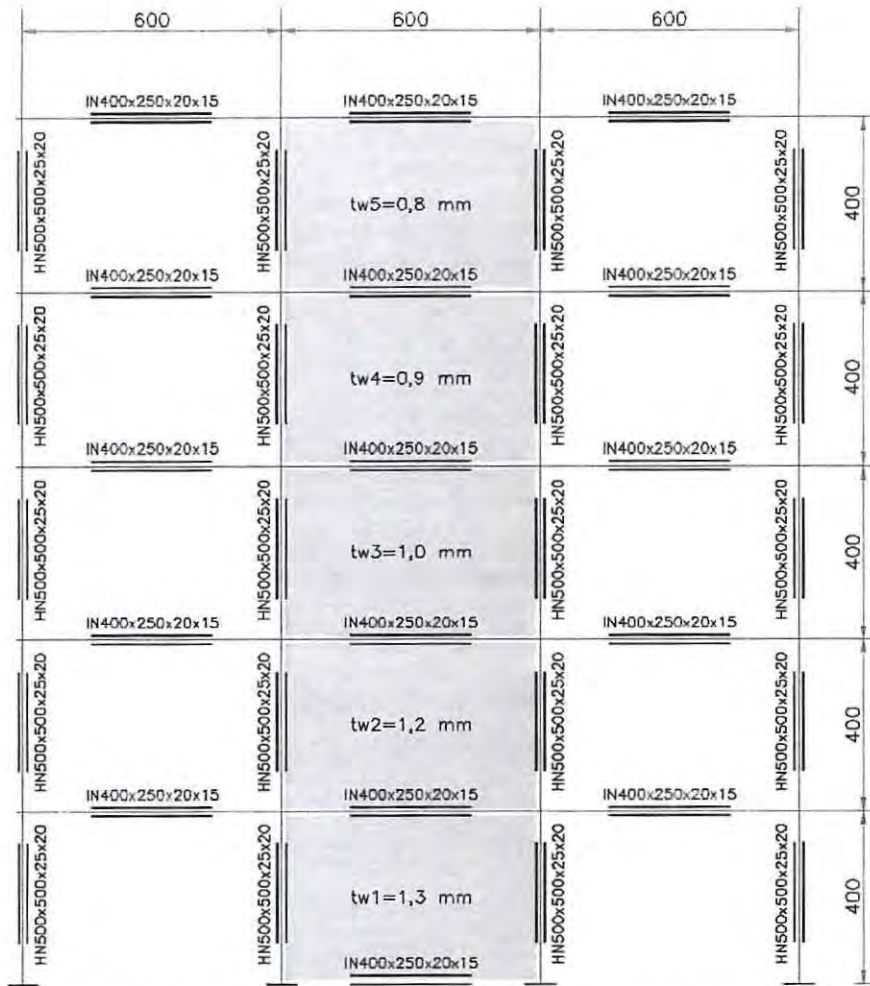


Figura 4.2 – Elevación de los ejes 1 y 4 del edificio rehabilitado.

## 4.2. Análisis del edificio

### 4.2.1. Modelo de análisis

Las placas se modelan mediante 10 elementos "frame" rotulados en los extremos e inclinados en un ángulo constante en altura igual a 45°. La viga base generalmente es anclada a la fundación y se modela con apoyos simples en los nodos de encuentro con las bielas. En la figura 4.3 se puede apreciar una vista general del modelo computacional del edificio rehabilitado.



Figura 4.3– Vista general del modelo del edificio rehabilitado.

El ancho de las bielas  $b_s$ , dado por la ecuación 2.2, es:

$$b_s = \frac{L \cos(\alpha) + h \operatorname{sen}(\alpha)}{n} = \frac{600 \cdot \cos(45) + 400 \cdot \operatorname{sen}(45)}{10} = 70,7 \text{ cm}$$

La separación entre bielas  $\Delta_x$ , dada por la ecuación 2.3, es:

$$\Delta_x = \frac{L + h \tan(\alpha)}{n} = \frac{600 + 400 \cdot \tan(45)}{10} = 100 \text{ cm}$$

La tabla 4.1 contiene los parámetros utilizados en el desarrollo del strip model.

Tabla 4.1 – Parámetros del strip model.

n	10
$\alpha$ (°)	45
L (cm)	600
H (cm)	400

#### 4.2.2. Material de las placas

El material de las placas es un acero laminado en frío tipo light-gauge calidad SAE 1008 o ASTM A1008 Grado 30, cuyas propiedades mecánicas se indican en la tabla 4.2. La tabla 4.3 contiene los espesores disponibles comercialmente para este tipo de placas.

Tabla 4.2 – Propiedades mecánicas del acero SAE 1008. Fuente: ASTM (2015).

Módulo de elasticidad E (kgf/cm <sup>2</sup> )	2000000
Tensión mínima de fluencia F <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	2050
Tensión mínima de tracción F <sub>u</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	3100
Módulo de Poisson $\nu$	0,3
Módulo elástico de corte G (kgf/cm <sup>2</sup> )	800000

Tabla 4.3 – Espesores de placa disponibles en acero SAE 1008. Fuente: Cintac (2014).

Espesor mm	Peso kgf/m <sup>2</sup>
0,4	3,2
0,5	4,0
0,6	4,8
0,7	5,6
0,8	6,4
0,9	7,2
1,0	8,0
1,2	9,6
1,4	11,2
1,5	12,0
1,9	15,2

#### 4.2.3. Análisis sísmico según NCh2369.Of2003

El análisis debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes en cada dirección de análisis sea igual o mayor al 90% de la masa total. La tabla 4.4 contiene los periodos fundamentales de vibración y las masas equivalentes en cada dirección de análisis.

Tabla 4.4 – Periodos y masas equivalentes en cada dirección.

Modo	Período (seg)	% Masa equivalente dirección X	% Masa equivalente dirección Y	Sumatoria % masas dirección X	Sumatoria % masas dirección Y
1	0,94	82	0	82	0
2	0,84	0	81	82	81
3	0,57	0	0	82	81
4	0,32	13	0	95	81
5	0,27	0	14	95	95

#### 4.3.2.1. Corte basal de diseño

Para determinar el peso sísmico se considera un 100% de las cargas de peso propio y un 50% de la carga de uso. La tabla 4.5 contiene las reacciones en la base del edificio en las direcciones horizontales ortogonales X e Y, y en la dirección vertical Z.

Tabla 4.5 – Reacciones en la base.

Carga	RX (tonf)	RY (tonf)	RZ (tonf)
Peso propio (D)	0	0	577
Sobrecarga (L)	0	0	810
Sismo en X (EX)	108	0	0
Sismo en Y (EY)	0	130	0

El peso sísmico de la estructura es:

$$P = D + 0,5L = 577 + 0,5 \cdot 810 = 982 \text{ tonf}$$

Los cortes basales en dirección X e Y son respectivamente:

$$Q_{ox} = 108 \text{ tonf}$$

$$Q_{oy} = 130 \text{ tonf}$$

El corte basal mínimo es:

$$Q_{\min} = I C_{\min} P = 1,0 \cdot 0,10 \cdot 982 = 98 \text{ tonf}$$

El corte basal máximo es:

$$Q_{\max} = I C_{\max} P = 1,0 \cdot 0,23 \cdot 982 = 226 \text{ tonf}$$

Los cortes basales  $Q_{ox}$  y  $Q_{oy}$  se encuentran dentro de los límites establecidos en la norma NCh2369.Of2003 ( $Q_{\min} \leq Q_o \leq Q_{\max}$ ) y no necesitan ser ajustados. La tabla 4.6 contiene los cortes basales obtenidos del análisis y los porcentajes que representan en relación al peso sísmico.

Tabla 4.6 – Cortes basales y porcentaje respecto del peso sísmico.

Corte basal	Q (tonf)	Q/P (%)
Corte mínimo $Q_{\min}$	98	10
Corte máximo $Q_{\max}$	226	23
Corte de diseño en X $Q_{ox}$	108	11
Corte de diseño en Y $Q_{oy}$	130	13

### 4.3.2.2. Drifts

La norma NCh23269.Of2003 establece que los drifts  $\delta$  amplificados por el factor  $R_1$ , no deben exceder de 0,015, donde  $R_1 = R Q_o/Q_{min}$  cuando  $0,5 < Q_o/Q_{min} \leq 1,0$  y  $R_1 = R$  cuando  $Q_o/Q_{min} > 1,0$ . De acuerdo con la tabla 3.5,  $Q_o/Q_{min} = 108/98 = 1,1 > 1,0$  por lo tanto,  $R_1 = R = 5$ . La tabla 4.7 contiene los drifts del edificio rehabilitado y la figura 4.4 muestra gráficamente los drifts versus el número de pisos.

Tabla 4.7 – Drifts del edificio rehabilitado.

Piso	$\delta \cdot R_1$ (%)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (%)	$\delta \cdot R_1 \leq \delta_{m\acute{a}x}$
5	0,88	1,50	Cumple
4	0,91	1,50	Cumple
3	0,97	1,50	Cumple
2	0,99	1,50	Cumple
1	1,01	1,50	Cumple

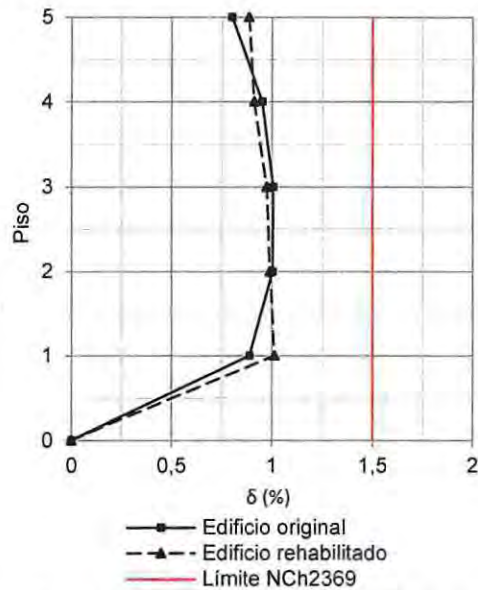


Figura 4.4 – Drifts del edificio rehabilitado.

### 4.2.4. Cubicación

La tabla 4.8 contiene el peso de los elementos que componen el edificio rehabilitado. El peso de las vigas IN400x250x20x15 aumentó debido a la incorporación de vigas de anclaje en la base del primer piso. El peso total del edificio rehabilitado es de 171,69 tonf, lo cual representa un aumento aproximado de 300 kgf respecto del edificio original.

Tabla 4.8 – Peso de los elementos del edificio rehabilitado.

Sección	Peso tonf
HN500x500x25x20	85,40
IN400x250x20x15	81,23
□ 150x150x6	0,77
□ 150x150x5	1,29
□ 150x150x4	1,04
PL t=0,8 mm	0,30
PL t=0,9 mm	0,34
PL t=1,0 mm	0,38
PL t=1,2 mm	0,45
PL t=1,3 mm	0,49

### 4.3. Diseño del edificio según AISC 341-10

El diseño de los SPSW es un proceso iterativo que se puede resumir, para el caso de una rehabilitación, en los siguientes pasos:

- Asumir un ángulo  $\alpha$  constante en todos los pisos. Los valores típicos de  $\alpha$  están entre 30° y 55°.
- Determinar el corte basal de diseño según la norma sísmica específica.
- Determinar los espesores iniciales de placa con la ecuación 2.8 a partir de los cortes de piso.
- Desarrollar el strip model con los espesores iniciales de placa.
- Ajustar los espesores de placa para los nuevos cortes de piso obtenidos del strip model.
- Repetir el paso anterior hasta confirmar los espesores finales.
- Verificar la resistencia de los elementos de borde para las fuerzas de tracción resultantes de la fluencia de las placas.
- Verificar los drifts obtenidos del strip model con los valores máximos permitidos por la norma sísmica específica.
- Verificar el ángulo  $\alpha$  asumido con el promedio de los ángulos calculados en cada piso con la ecuación 2.1.

Como se mencionó en el capítulo 2, las componentes de las fuerzas de tracción sobre vigas y columnas son iguales cuando  $\alpha = 45^\circ$ . En consecuencia, las fuerzas de tracción en cada piso son:

$$\begin{aligned}
 \text{Piso 5: } \quad \omega_{xc5} = \omega_{yc5} = \omega_{xb5} = \omega_{yb5} &= \frac{1}{2} F_{yp} t_{w5} = \frac{1}{2} \cdot 1,3 (2000 \cdot 10) (0,8 \cdot 10^{-3}) = 10,4 \text{ tonf/m} \\
 \text{Piso 4: } \quad \omega_{xc4} = \omega_{yc4} = \omega_{xb4} = \omega_{yb4} &= \frac{1}{2} F_{yp} t_{w4} = \frac{1}{2} \cdot 1,3 (2000 \cdot 10) (0,9 \cdot 10^{-3}) = 11,7 \text{ tonf/m} \\
 \text{Piso 3: } \quad \omega_{xc3} = \omega_{yc3} = \omega_{xb3} = \omega_{yb3} &= \frac{1}{2} F_{yp} t_{w3} = \frac{1}{2} \cdot 1,3 (2000 \cdot 10) (1,0 \cdot 10^{-3}) = 13,0 \text{ tonf/m} \\
 \text{Piso 2: } \quad \omega_{xc2} = \omega_{yc2} = \omega_{xb2} = \omega_{yb2} &= \frac{1}{2} F_{yp} t_{w2} = \frac{1}{2} \cdot 1,3 (2000 \cdot 10) (1,2 \cdot 10^{-3}) = 15,6 \text{ tonf/m} \\
 \text{Piso 1: } \quad \omega_{xc1} = \omega_{yc1} = \omega_{xb1} = \omega_{yb1} &= \frac{1}{2} F_{yp} t_{w1} = \frac{1}{2} \cdot 1,3 (2000 \cdot 10) (1,3 \cdot 10^{-3}) = 16,9 \text{ tonf/m}
 \end{aligned}$$

#### 4.3.1. Diseño de las placas

Para comenzar el proceso iterativo de diseño se determinan los espesores iniciales de placa en función de los cortes de piso del edificio original. Una vez obtenidos los espesores iniciales de placa, se realiza un strip model y se recalculan los espesores de placa en función de los nuevos cortes de piso. El proceso continúa hasta obtener los espesores finales. La tabla 4.9 contiene los espesores de placa iniciales y finales. Se adoptó como espesor mínimo de placa 0,8 mm considerando que no se encontró evidencia de muestras con espesores menores a la ensayada por Caccese et al. (1997) que tenía un espesor de placa de 0,76 mm.

Tabla 4.9 – Espesores iniciales y finales de placa.

Piso	$V_{ui}$ tonf	$t_{wi}$ mm	$V_{uf}$ tonf	$t_{wf}$ mm
5	22,7	0,8	19,6	0,8
4	38,8	0,9	32,0	0,9
3	50,6	1,2	41,4	1,0
2	59,4	1,4	48,8	1,2
1	64,8	1,6	53,9	1,3

La tabla 4.10 contiene los ángulos  $\alpha$  calculados en cada piso con la ecuación 2.1. El ángulo asumido de 45° es cercano al promedio de los ángulos calculados en cada piso igual a 44° y no requiere ser ajustado.

Tabla 4.10 – Ángulos de inclinación del campo de tracción.

Piso	$t_w$ mm	$\alpha$ °
5	0,8	44
4	0,9	44
3	1,0	44
2	1,2	43
1	1,3	43

#### 4.3.2. Diseño de las vigas (HBE)

Las vigas se diseñan para resistir fuerzas gravitacionales combinadas con las fuerzas de tracción provenientes de la fluencia de las placas. Las fuerzas de tracción sobre las vigas intermedias se contrarrestan y en general la fuerza resultante es menor a la fuerza sobre las vigas de anclaje. La viga base se encuentra anclada a la fundación y los esfuerzos deben determinarse considerando la condición específica de apoyo. De acuerdo a lo anterior, la viga más solicitada es la viga de techo del quinto piso y su diseño se muestra a continuación.

## Compresión

La fuerza axial proviene de la componente horizontal de las fuerzas de tracción y de las reacciones de las columnas. La componente horizontal de la fuerza de tracción sobre la viga es  $\omega_{xb5} = 10,4$  tonf/m. La fuerza axial que ejerce la placa en los extremos de la viga es:

$$P_{w5} = \omega_{xb5} \frac{L_{cf}}{2} = 10,4 \cdot \frac{5,5}{2} = 28,6 \text{ tonf}$$

La componente horizontal de la fuerza de tracción sobre las columnas es  $\omega_{xc5} = 10,4$  tonf/m. La fuerza axial que inducen las columnas sobre la viga es:

$$P_{c5} = \omega_{xc5} \frac{h_{c5}}{2} = 10,4 \cdot \frac{3,6}{2} = 18,7 \text{ tonf}$$

La compresión resultante en el extremo izquierdo de la viga es:

$$P_{bl5} = P_{w5} + P_{c5} = 28,6 + 18,7 = 47,3 \text{ tonf}$$

La tracción resultante en el extremo derecho de la viga es:

$$P_{br5} = P_{w5} - P_{c5} = 28,6 - 18,7 = 9,9 \text{ tonf}$$

La resistencia de diseño a compresión, determinada en el capítulo 3, es  $\phi P_n = 268,6$  tonf. La razón de utilización a compresión es:

$$FU = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{47,3}{203,7} = 0,23 \leq 1 \text{ verifica}$$

## Flexión

La flexión proviene de la fuerza gravitacional combinada con la componente vertical de las fuerzas de tracción. En un SPSW con conexiones simples el diagrama de momento corresponde al de una viga simplemente apoyada. La fuerza gravitacional, para un ancho tributario de 3 m, es:

$$\omega_{g5} = (1,2 \cdot 0,25 + 0,5) 3 = 2,4 \text{ tonf/m}$$

La componente vertical de las fuerzas de tracción es  $\omega_{yb5} = 10,4$  tonf/m. La flexión máxima en el centro de la viga es:

$$M_{u5} = \frac{1}{8} (2,4 + 10,4) 5,5^2 = 48,4 \text{ tonf-m}$$

La resistencia de diseño a flexión, determinada en el capítulo 3, es  $\phi M_n = 58$  tonf-m. La razón de utilización a flexión es:

$$FU = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{48,4}{58} = 0,83 \leq 1 \text{ verifica}$$

### Interacción flexión-compresión

La interacción se determina en el centro de la viga donde el momento es máximo y  $P_w = 0$ . Como  $P_f/P_c = 0,18 > 0,2$ , la interacción flexión-compresión es:

$$\frac{P_r}{2 P_c} + \frac{M_r}{M_c} = \frac{18,7}{2 \cdot 203,7} + \frac{48,4}{58} = 0,88 \leq 1 \text{ verifica}$$

### Corte

El corte proviene de la fuerza gravitacional combinada con la componente vertical de las fuerzas de tracción. El corte que ejercen las fuerzas gravitacionales en los extremos de la viga es:

$$V_{g5} = \omega_{g5} \frac{L_{cf}}{2} = 2,4 \cdot \frac{5,5}{2} = 6,6 \text{ tonf}$$

La componente vertical de las fuerzas de tracción es  $\omega_{yb5} = 10,4$  tonf/m. El corte que ejerce la placa en los extremos de la viga es:

$$V_{w5} = \omega_{yb5} \frac{L_{cf}}{2} = 10,4 \cdot \frac{5,5}{2} = 28,6 \text{ tonf}$$

En un SPSW con conexiones simples, el momento probable en los extremos de la viga es igual a cero y en consecuencia el corte es:

$$V_{b15} = V_{br5} = V_{g5} + V_{w5} = 6,6 + 28,6 = 35,2 \text{ tonf}$$

La resistencia de diseño a corte es  $\phi V_n = 87,5$  tonf. La razón de utilización es:

$$FU = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{35,2}{87,5} = 0,40$$

Las tablas 4.11 a 4.14 contienen los factores de utilización de las vigas de cada piso para los distintos esfuerzos.

Tabla 4.11 – Factor de utilización a compresión.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU
5	47,3	203,7	0,23
4	43,4	203,7	0,21
3	48,0	203,7	0,24
2	58,6	203,7	0,29
1	62,1	203,7	0,30

Tabla 4.12 – Factor de utilización a flexión.

Piso	M <sub>u</sub> tonf-m	ϕM <sub>n</sub> tonf-m	FU
5	48,4	58,0	0,83
4	14,0	58,0	0,24
3	14,0	58,0	0,24
2	18,9	58,0	0,33
1	14,0	58,0	0,24

Tabla 4.13 – Factor de utilización a interacción flexión-compresión.

Piso	Sección	P <sub>r</sub> tonf	P <sub>c</sub> tonf	M <sub>r</sub> tonf-m	M <sub>c</sub> tonf-m	FU
5	IN400x250x20x15	47,3	203,7	48,4	58,0	0,88
4	IN400x250x20x15	43,4	203,7	14,0	58,0	0,41
3	IN400x250x20x15	48,0	203,7	14,0	58,0	0,43
2	IN400x250x20x15	58,6	203,7	18,9	58,0	0,54
1	IN400x250x20x15	62,1	203,7	14,0	58,0	0,50

Tabla 4.14 – Factor de utilización a corte.

Piso	V <sub>u</sub> tonf	ϕV <sub>n</sub> tonf	FU
5	35,2	87,5	0,40
4	10,2	87,5	0,12
3	10,2	87,5	0,12
2	13,8	87,5	0,16
1	10,2	87,5	0,12

#### 4.3.3. Diseño de las columnas (VBE)

Las columnas se diseñan para resistir las fuerzas gravitacionales combinadas con las fuerzas de tracción provenientes de la fluencia de las placas. Se debe verificar la condición de rigidez mínima de las columnas dada por ecuación 2.14 para asegurar que las placas fluyan completamente y que el SPSW desarrolle toda su resistencia. El momento de inercia requerido en las columnas para la placa más gruesa es:

$$I_c \geq \frac{0,00307 t_w h^4}{L} = \frac{0,00307 (0,13) 400^4}{600} = 17028 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia de las columnas es  $I_c = 156333 \text{ cm}^4 > 17028 \text{ cm}^4$  y la condición se cumple.

Los esfuerzos sobre las columnas se obtienen del modelo propuesto por Berman y Bruneau (2008) descrito en el capítulo 2, asumiendo que el mecanismo se produce cuando el sismo actúa de izquierda a derecha. Los esfuerzos utilizados en el modelo se indican en la tabla 4.15, donde el signo negativo indica que el esfuerzo actúa en sentido opuesto al definido en la figura 2.14. Como se mencionó en el capítulo 2 para SPSW con conexiones simples viga-columna, no se incluyen cargas laterales  $F$  ni momentos probables  $M_{pr}$  en el modelo de las columnas.

Tabla 4.15 – Esfuerzos del mecanismo de fluencia uniforme sobre las columnas.

Piso	$\omega_{xc}$ tonf/m	$\omega_{yc}$ tonf/m	$P_{bl}$ tonf	$V_{bl}$ tonf	$M_{prt}$ tonf	$P_{br}$ tonf	$V_{br}$ tonf	$M_{prrr}$ tonf	F tonf
5	10,4	10,4	47,3	-35,2	0	-9,9	35,2	0	0
4	11,7	11,7	43,4	-10,2	0	36,2	10,2	0	0
3	13,0	13,0	48,0	-10,2	0	40,9	10,2	0	0
2	15,6	15,6	58,6	-13,8	0	44,3	13,8	0	0
1	16,9	16,9	62,1	-10,2	0	54,9	10,2	0	0
Base	0,0	0,0	16,1	46,5	0	76,9	-46,5	0	0

La columna más solicitada corresponde a la columna derecha comprimida cuando el sismo actúa de izquierda a derecha. En la figura 4.5 se muestran diagramas con los esfuerzos de compresión, flexión y corte en la columna derecha.

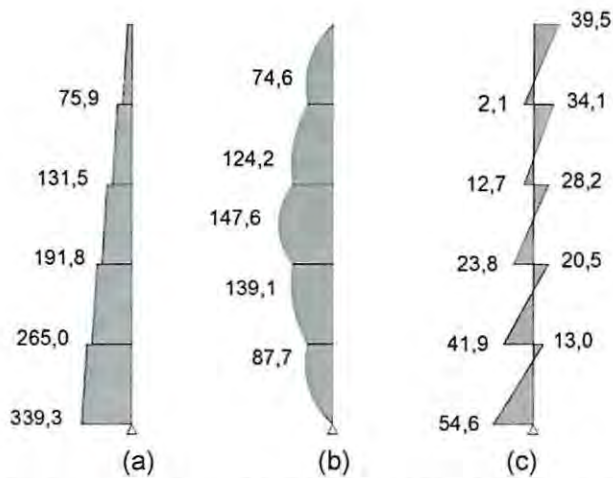


Figura 4.5 – Esfuerzos en la columna derecha: (a) compresión en tonf; (b) flexión en tonf-m; (c) corte en tonf.

Las tablas 4.16 a 4.19 contienen los factores de utilización de la columna derecha en cada piso para los distintos esfuerzos. Se observa que la resistencia de las columnas es superada en los pisos 1, 2 y 3, principalmente por la flexión impuesta por las placas. En estos casos, es necesario reforzar las columnas con placas de acero para aumentar las propiedades de la sección y de esta manera cumplir con el diseño por capacidad.

Tabla 4.16 – Factor de utilización a compresión.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU
5	75,9	778,3	0,10
4	131,5	778,3	0,17
3	191,8	778,3	0,25
2	265,0	778,3	0,34
1	339,3	778,3	0,44

Tabla 4.17 – Factor de utilización a flexión.

Piso	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU
5	74,6	168,9	0,44
4	124,2	168,9	0,74
3	147,6	168,9	0,87
2	139,1	168,9	0,82
1	87,7	168,9	0,52

Tabla 4.18 – Factor de utilización a interacción flexión-compresión.

Piso	Sección	$P_r$ tonf	$P_c$ tonf	$M_r$ tonf-m	$M_c$ tonf-m	FU
5	IN400x250x20x15	75,9	778,3	74,6	168,9	0,49
4	IN400x250x20x15	131,5	778,3	124,2	168,9	0,82
3	IN400x250x20x15	191,8	778,3	147,6	168,9	1,02
2	IN400x250x20x15	265,0	778,3	139,1	168,9	1,07
1	IN400x250x20x15	339,3	778,3	87,7	168,9	0,90

Tabla 4.19 – Factor de utilización a corte.

Piso	$V_u$ tonf	$\phi V_n$ tonf	FU
5	39,5	145,8	0,27
4	34,1	145,8	0,23
3	28,2	145,8	0,19
2	41,9	145,8	0,29
1	54,6	145,8	0,37

# Capítulo V

## 5. Análisis no lineal

### 5.1. Modelo de análisis

Para comparar la respuesta de los edificios cuando los elementos incursionan en el rango no lineal, se realiza un análisis dinámico no lineal tiempo-historia utilizando el programa computacional ETABS. Para simplificar el análisis y considerando que existe una distribución simétrica de los ejes resistentes, se realiza un análisis plano de un marco representativo del edificio completo. El marco representativo es cargado con la masa tributaria que descarga sobre los marcos de los ejes 1 y 4, y la masa tributaria de los ejes 2 y 3 se agrega en una columna auxiliar denominada "columna de arrastre". La columna de arrastre se agrega de manera que el período del modelo plano coincida con el período del modelo tridimensional y los resultados seas válidos. Los períodos obtenidos en los modelos planos fueron de 0,80 y 0,92 segundos, para los edificios original y rehabilitado, respectivamente.

En la figura 5.1 se puede ver un esquema con las masas tributarias que descargan sobre el marco equivalente y la columna de arrastre. En las figuras 5.2 y 5.3 se pueden ver los modelos planos de los edificios original y rehabilitado, respectivamente.

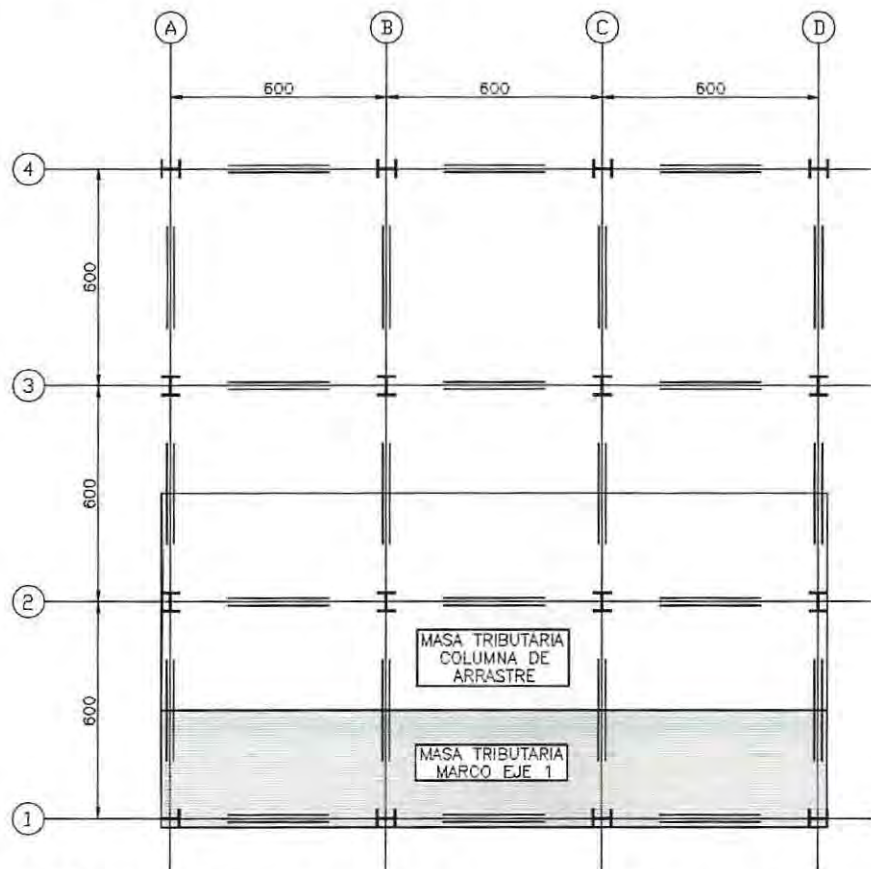


Figura 5.1 – Masas tributarias sobre el marco representativo y la columna de arrastre.

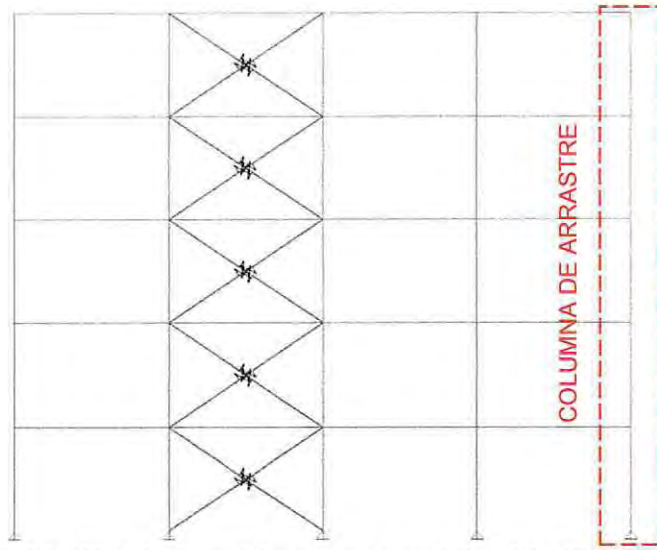


Figura 5.2 – Modelo plano del marco representativo del edificio original.

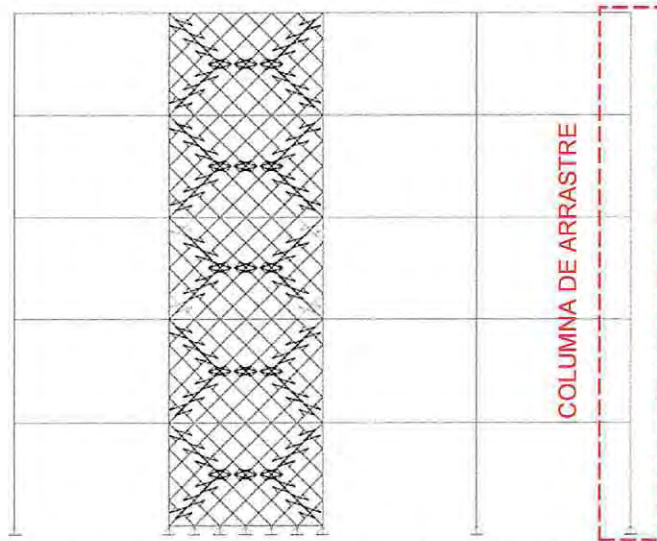


Figura 5.3 – Modelo plano del marco representativo del edificio rehabilitado.

## 5.2. Modelos histeréticos

Para representar adecuadamente la respuesta histerética de diagonales y placas, se utilizan elementos "link" del tipo "multilinear plastic". Los elementos link definen su respuesta por medio de una curva fuerza-deformación envolvente o "backbone" y un modelo de degradación histerética. Los modelos de histéresis permiten incorporar la degradación de rigidez a medida que el elemento incursiona en ciclos de carga y descarga. Las vigas y columnas se espera que permanezcan elásticas y se modelan con elementos "frame" lineales elásticos.

### 5.2.1. Modelo de las diagonales

La curva fuerza-deformación envolvente de las diagonales se determina con los parámetros definidos en la figura 5.4, donde  $\delta_y$ ,  $\delta_{cr}$  y  $\delta_{max}$  son las deformaciones de fluencia en tracción, fluencia en compresión y máxima, respectivamente.

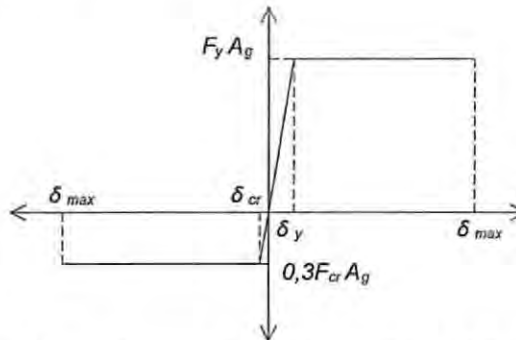


Figura 5.4 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de las diagonales.

La resistencia nominal a tracción es:

$$P_n = F_y A_g = 2,7 \cdot 33,63 = 90,8 \text{ tonf}$$

La deformación de fluencia en tracción es:

$$\delta_y = \varepsilon_y L = \frac{F_y}{E} L = \frac{2700}{2 \cdot 10^6} \cdot 720 = 0,97 \text{ cm}$$

Las disposiciones AISC 341-10 establecen que la resistencia post-pandeo es aproximadamente el 30% de la resistencia a compresión. La resistencia nominal post-pandeo es:

$$0,3 P_{cr} = 0,3 F_{cr} A_g = 0,3 \cdot 2,17 \cdot 33,63 = 21,9 \text{ tonf}$$

La deformación de cedencia en compresión es:

$$\delta_{cr} = \frac{0,3 P_{cr}}{A E} L = \frac{21,9}{33,63 \cdot 2 \cdot 10^6} \cdot 720 = 0,23 \text{ cm}$$

Las deformaciones máximas de tracción y compresión se definen como la deformación plástica  $\delta_p$  donde comienza el endurecimiento por deformación y se consideran iguales a un 2% de deformación unitaria.

$$\delta_{\max} = \delta_p = 0,02 L = 0,02 \cdot 720 = 14,4 \text{ cm}$$

La curva fuerza-deformación envolvente de las diagonales se muestra en la figura 5.5. Es necesario definir la rigidez axial elástica de las diagonales. Las diagonales configuradas en "X" se consideran fijas en el punto de cruce y en consecuencia la rigidez axial elástica está dada por:

$$K = \frac{E A}{L} = \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 33,63}{720} = 186,8 \text{ tonf/cm}$$

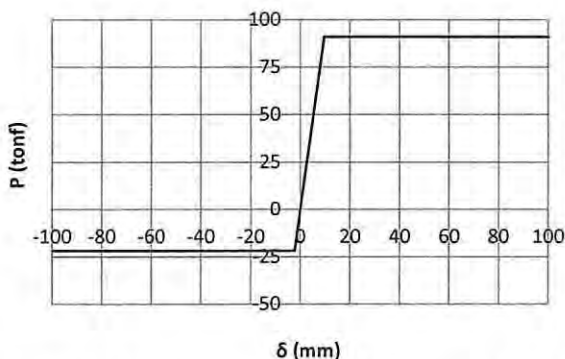


Figura 5.5 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de la diagonal.

El comportamiento histerético de las diagonales se representa mediante la curva del modelo "pivot" (Dowell et al., 1998) mostrada en la figura 5.6 y que viene incorporada en el programa. Este modelo se utiliza en el modelamiento de elementos hormigón armado, sin embargo, se adoptó debido a que permite ajustar las curvas histerético por medio de parámetros de control y obtener curvas similares a la de los ensayos.

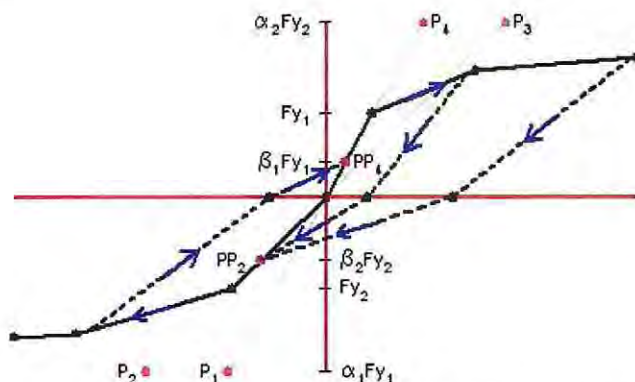


Figura 5.6 – Curva histerética y parámetros de control del modelo pivot. Fuente: CSI (2015).

Los parámetros de control del modelo pivot de la figura 5.6, son:

- $\alpha_1$ : Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo positivo de la curva.
- $\alpha_2$ : Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo negativo de la curva.
- $\beta_1$ : Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a la carga positiva, donde  $0,0 < \beta_1 < 1,0$ .
- $\beta_2$ : Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a la carga negativa, donde  $0,0 < \beta_2 < 1,0$ .
- $\eta$ : coeficiente que determina la cantidad de degradación de las pendientes elásticas después de la deformación plástica, donde  $0,0 < \eta < 1,0$ .

Para determinar los parámetros de la curva del modelo pivot, es necesario ajustarlos de manera iterativa hasta conseguir curvas similares a las que resultan en los ensayos. La tabla 5.1 contiene los parámetros de control del modelo pivot utilizados en este trabajo.

Tabla 5.1 – Parámetros de control del modelo pivot.

$\alpha_1$	10
$\alpha_2$	1
$\beta_1$	0,1
$\beta_2$	1
$\eta$	0

La figura 5.7 muestra la curva histerética de una diagonal de sección tubular cuadrada 4x4x1/4" con esbeltez  $L/r = 80$  ensayada por Black et al. (1980), mientras que la figura 5.8 muestra la curva obtenida de manera analítica con el modelo pivot para la diagonal de sección 150x150x6 mm.

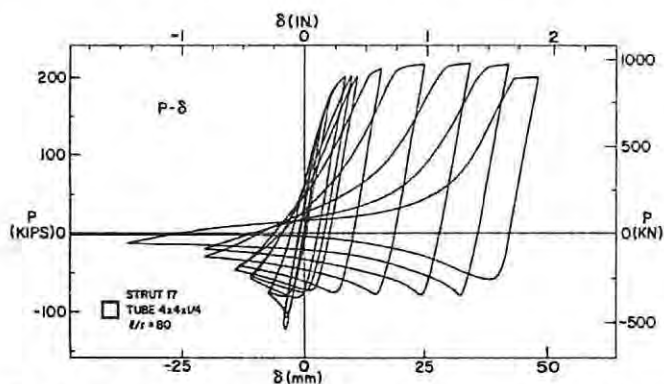


Figura 5.7 – Curva histerética de una diagonal obtenida en ensayo. Fuente: [12].

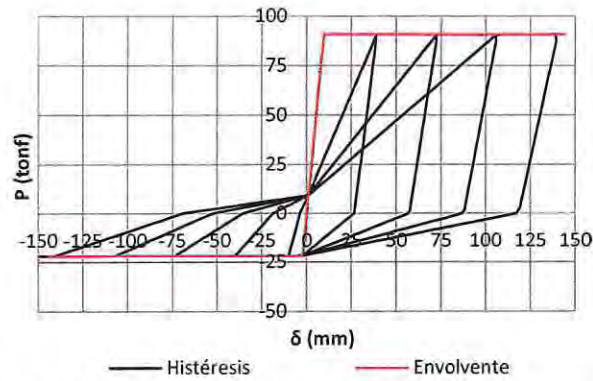


Figura 5.8 – Curva histérica analítica de una diagonal obtenida con el modelo pivot.

### 5.2.1. Modelo de las bielas

La curva fuerza-deformación envolvente de las bielas se determina con los parámetros definidos en la figura 5.9.

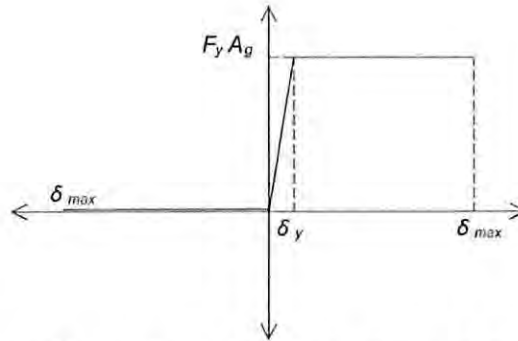


Figura 5.9 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de las bielas.

Para las bielas de espesor  $t_w = 1,3$  mm y largo  $L = 720$  cm, se tiene:

La resistencia nominal a tracción es:

$$P_n = F_y A_g = F_y b_s t_w = 2,0 \cdot 70,7 \cdot 0,13 = 18,4 \text{ tonf}$$

La deformación de fluencia en tracción es:

$$\delta_y = \epsilon_y L = \frac{F_y}{E} L = \frac{2000}{2 \cdot 10^6} \cdot 720 = 0,72 \text{ cm}$$

Las deformaciones máximas son:

$$\delta_{max} = \delta_p = 0,02L = 0,02 \cdot 720 = 14,4 \text{ cm}$$

La curva fuerza-deformación envolvente de las bielas se muestra en la figura 5.10.

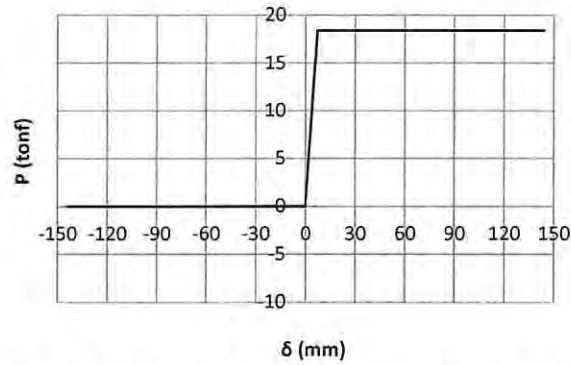


Figura 5.10 – Curva esfuerzo-deformación envolvente de la biela.

La rigidez axial elástica de las bielas está dada por:

$$K = \frac{EA}{L} = \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 9.19}{720} = 25,5 \text{ tonf/cm}$$

El comportamiento histerético de las bielas se representa mediante la curva del modelo "takeda" (Takeda et al., 1970) mostrada en la figura 5.11. De los modelos disponibles en el programa y que no requieren parámetros adicionales, takeda representó de mejor manera este comportamiento. En la figura 5.12 se puede ver la curva histerética de una placa de 1,0 mm de espesor obtenida por Berman y Bruneau (2003a) restando la contribución del marco de borde a la curva del SPSW. En la figura 5.13 se muestra la curva histerética obtenida de manera analítica con el modelo takeda para dos bielas simétricas de 1,3 mm espesor.

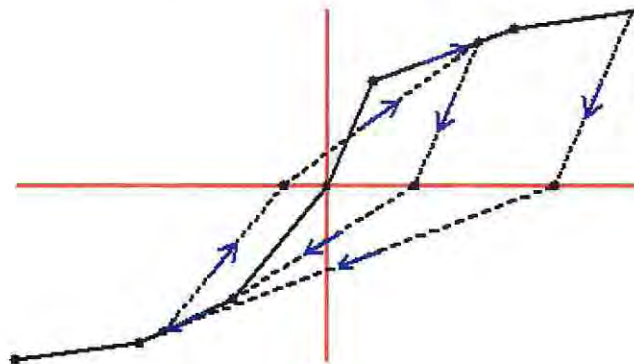


Figura 5.11 – Curva histerética del modelo takeda. Fuente: CSI (2015).

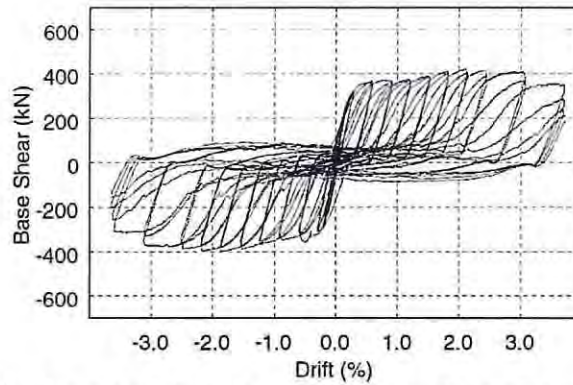


Figura 5.12 – Curva histerética de una placa obtenida en ensayo. Fuente: [2].

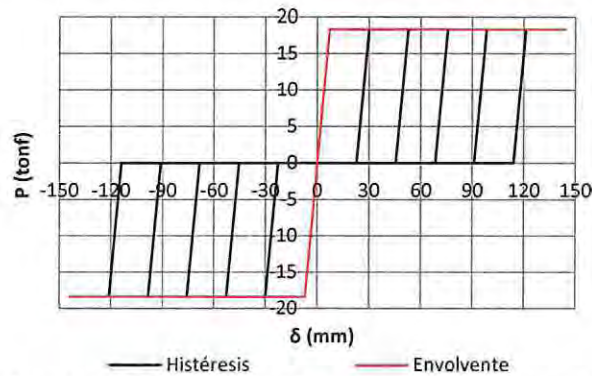


Figura 5.13 – Curva histerética analítica de una biela obtenida con el modelo takeda.

### 5.3. Método de análisis

El método de análisis utilizado corresponde al “fast nonlinear análisis” (FNA), desarrollado por Wilson (2002). Este método se utiliza en análisis estáticos y dinámicos de estructuras lineales y no lineales. Para la aplicación del FNA en análisis dinámicos no lineales, los modelos analíticos deben ser principalmente lineales elásticos y tener un número limitado de elementos no lineales.

### 5.4. Registros sísmicos

Los registros de aceleraciones considerados corresponden a los del terremoto del Maule de 2010, medidos en las estaciones Viña del Mar (Centro) componente EW, Concepción componente longitudinal y Constitución componente longitudinal. Estos registros son consistentes con el espectro de diseño utilizado en el edificio para zona sísmica 3 y tipo de suelo III. Las figuras 5.14 a 5.16 muestran los acelerogramas de los registros considerados.

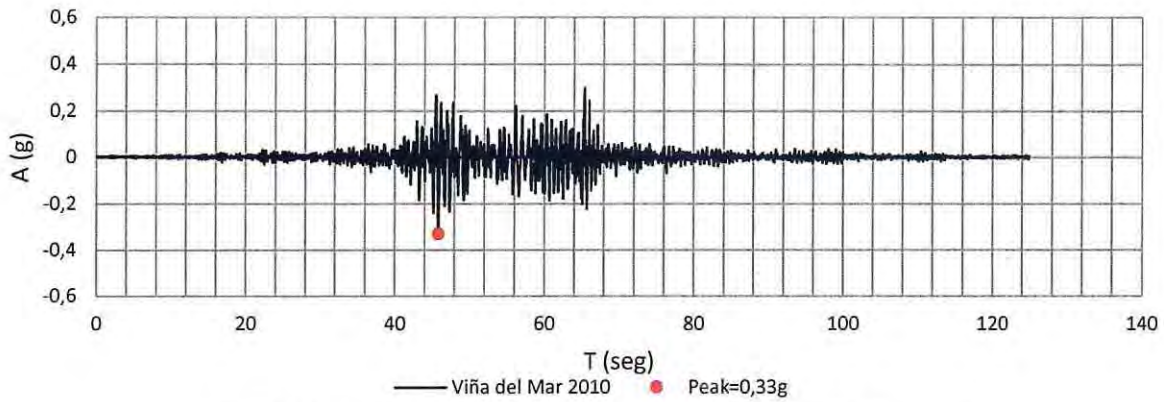


Figura 5.14 – Acelerograma de Viña del Mar (Centro) componente EW.

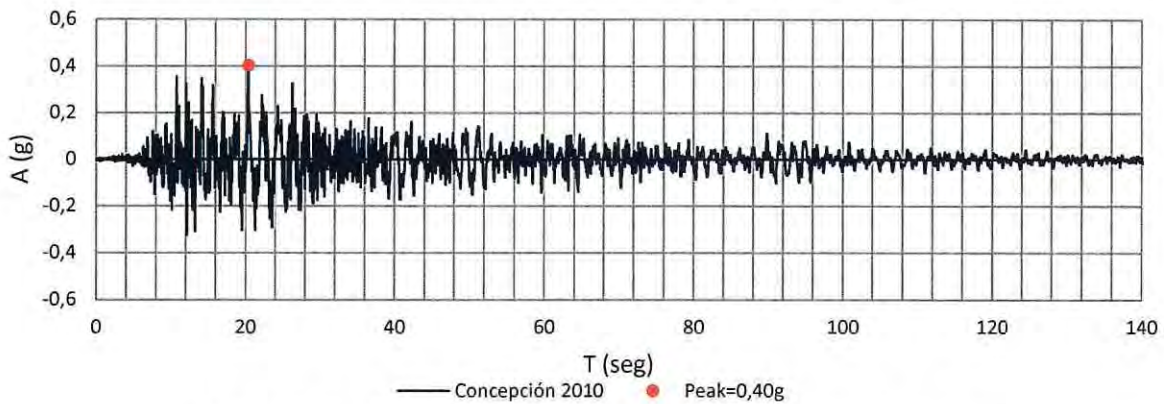


Figura 5.15 – Acelerograma de Concepción componente longitudinal.

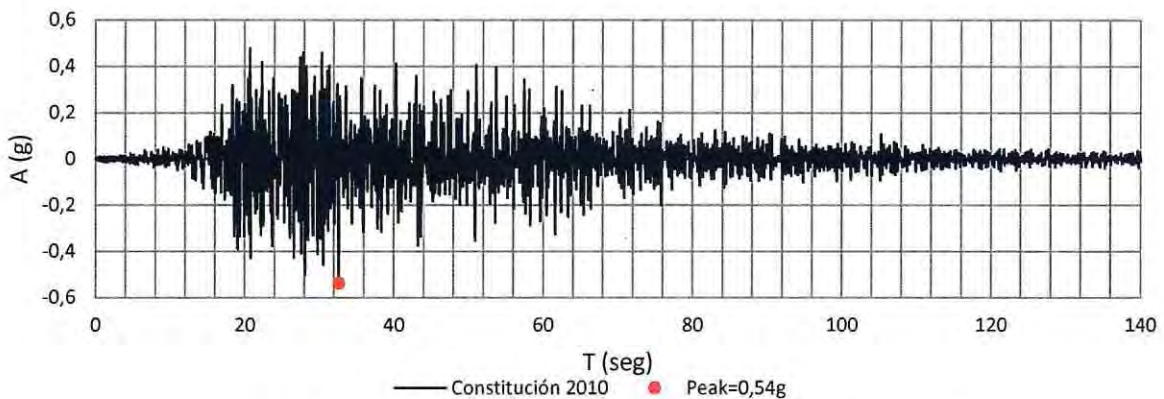


Figura 5.16 – Acelerograma de Constitución componente longitudinal.

La norma NCh2369.Of2003 establece que la acción sísmica vertical se debe considerar cuando afecte en forma significativa el dimensionamiento de la estructura y que la duración de los registros debe ser igual o mayor que 120 segundos. Por lo tanto, el análisis considera solo la acción horizontal del sismo. En la figura 5.17 se pueden ver los espectros de pseudo-aceleraciones obtenidos con los registros sísmicos para una razón de amortiguamiento de 3% definida en el capítulo 3.

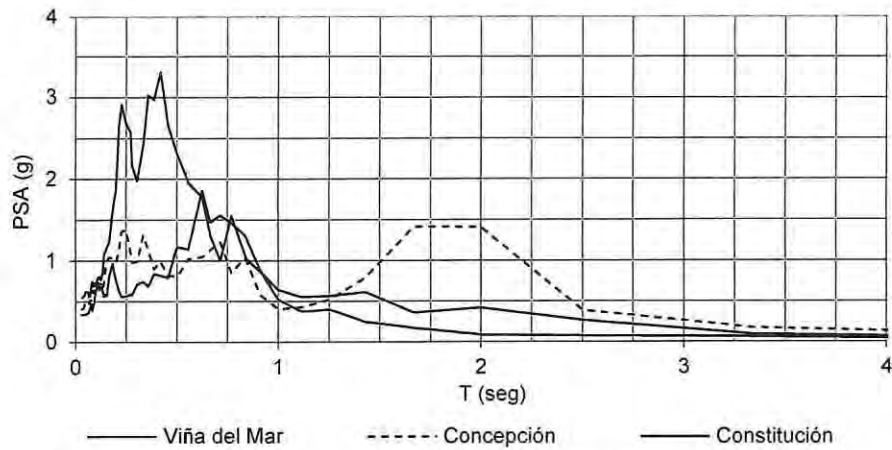


Figura 5.17 – Espectros de respuesta obtenidos con los registros sísmicos.

De acuerdo con la norma NCh2369.Of2003, en el análisis tiempo-historia se deben usar al menos tres registros reales representativos de las zonas sismogénicas consideradas, de manera que el espectro resultante de combinar los espectros de cada registro mediante la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de los valores individuales, no quede en ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo del espectro elástico. En la figura 5.18 se puede ver que el espectro resultante de los tres registros no se encuentra en ningún punto por debajo del espectro elástico de NCh2369.Of2003.

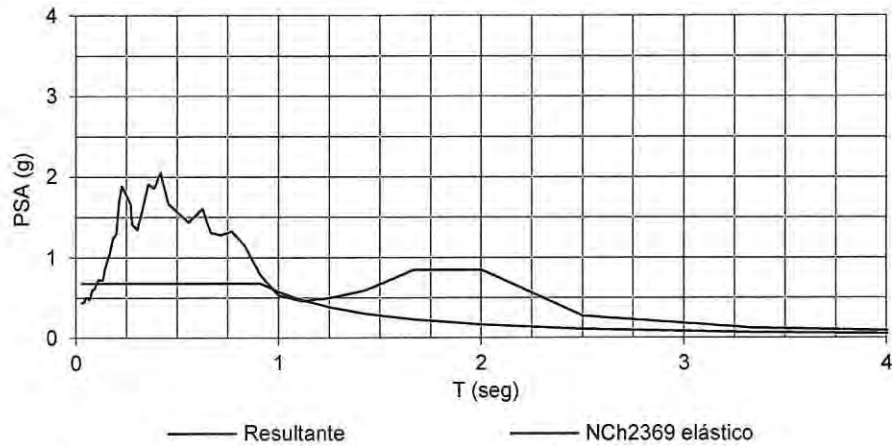


Figura 5.18 – Espectro resultante y espectro elástico de la NCh2369.Of2003.

# Capítulo VI

## 6. Análisis de resultados

En el presente capítulo se muestran los resultados obtenidos de los análisis no lineales de los edificios original y rehabilitado. Para cada registro sísmico, se compara la respuesta de los edificios en términos de desplazamientos relativos de entrepiso, aceleraciones máximas absolutas, demandas de ductilidad y disipación de energía.

### 6.1. Drifts máximos

Las deformaciones relativas de entrepiso (drifts) son indicadores del potencial nivel de daño que pueden sufrir las estructuras durante un movimiento sísmico de gran magnitud. Para cumplir con el objetivo de continuidad de operación de los procesos y servicios de la industria, la norma NCh2369.Of2003 establece un drift límite igual a 1,5% para las estructuras de acero.

En la figura 6.1 se pueden ver los drifts máximos de cada edificio para los distintos registros sísmicos. En los registros de Viña del Mar y Constitución, los drifts del edificio rehabilitado resultaron similares a los del edificio original, sin diferencias significativas en cuanto a forma y magnitud. En el registro de Concepción en cambio, resultaron drifts de forma similar pero con aumentos considerables que van desde un 30% en el quinto piso hasta un 46% en el primer piso. En los registros de Viña del Mar y Constitución, los drifts de ambos edificios se encuentran por debajo del límite permitido por la norma NCh2369.Of2003, mientras que en el registro de Concepción los drifts superan el límite en los primeros dos pisos.

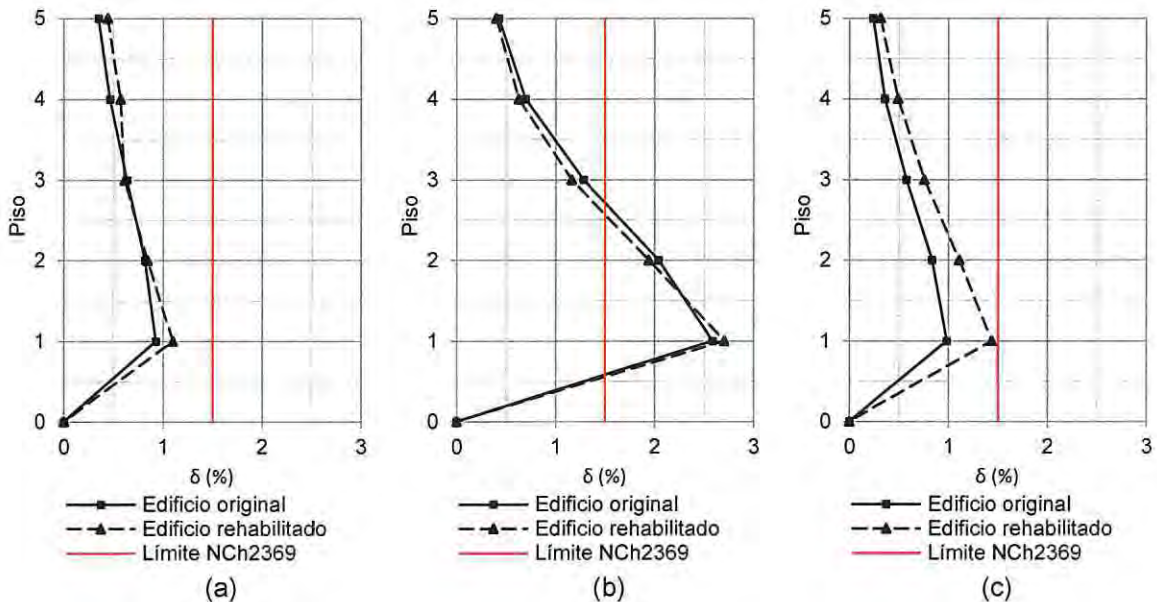


Figura 6.1 – Drifts máximos: (a) Viña del Mar; (b) Concepción; (c) Constitución.

## 6.2. Aceleraciones máximas absolutas

Las aceleraciones sísmicas generan fuerzas inerciales en los equipos que se encuentran fijados a las estructuras. Cuando se presentan grandes aceleraciones, los equipos pueden sufrir fallas en sus componentes o anclajes, afectando la continuidad de operación de los procesos y servicios de la industria. La norma NCh2369.Of2003 establece aceleraciones para el diseño de elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras y se utilizan como aceleraciones límites para comparar con las aceleraciones resultantes del análisis. La aceleración de diseño  $a_k$  en el piso  $k$ , se está dada por la ecuación 6.1, donde  $Z_k$  es la altura del piso  $k$  sobre el nivel basal y  $H$  es la altura total de la estructura sobre el nivel basal. La tabla 6.1 contiene las aceleraciones de diseño de cada piso.

$$a_k = \frac{A_0}{g} \left( 1 + 3 \frac{Z_k}{H} \right) \quad (6.1)$$

Tabla 6.1 – Aceleraciones de diseño para elementos secundarios y equipos de la NCh2369.Of2003.

Piso	$Z_k$ m	$a_k$ g
5	20	1,60
4	16	1,36
3	12	1,12
2	8	0,88
1	4	0,64

En la figura 6.2 se pueden ver las aceleraciones máximas absolutas de piso de cada edificio para los distintos registros sísmicos. Las aceleraciones del edificio rehabilitado resultaron mayores a las del edificio original en todos los casos. Las aceleraciones del edificio original resultaron menores a las aceleraciones de diseño de la norma NCh2369.Of2003, mientras que las aceleraciones del edificio rehabilitado resultaron mayores en el segundo piso (cielo del primer piso).

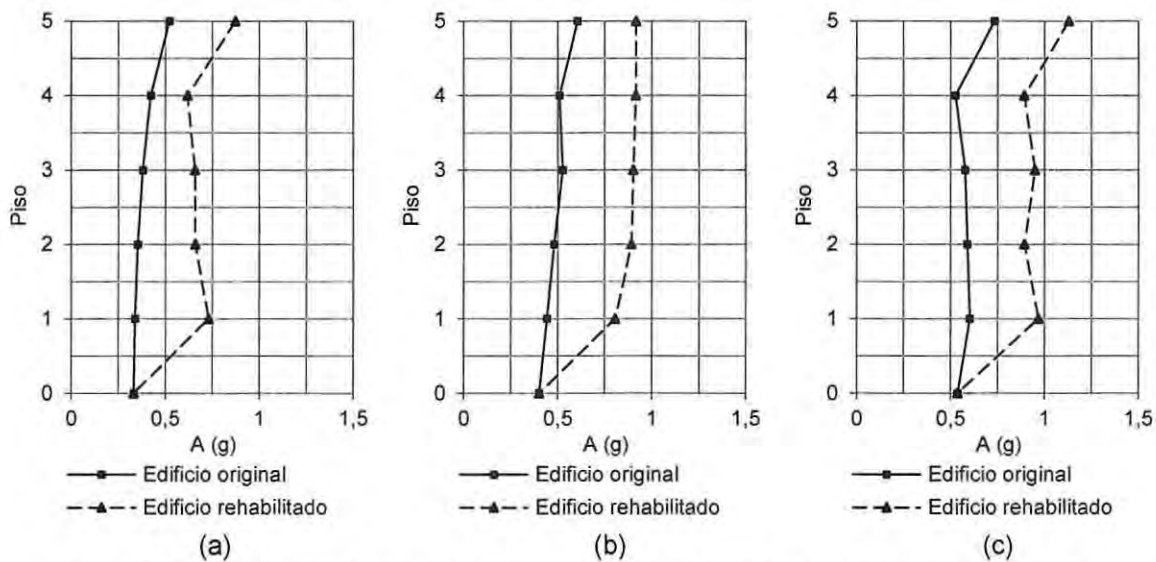


Figura 6.2– Aceleraciones máximas absolutas: (a) Viña del Mar; (b) Concepción; (c) Constitución.

### 6.3. Ciclos histeréticos y demandas de ductilidad

La histéresis es el proceso de disipación de energía a través de la deformación plástica de una estructura, es decir daño en elementos estructurales y no estructurales. La ductilidad  $\mu$  representa la capacidad que posee un elemento de deformar inelásticamente luego de haber alcanzado la fluencia y está dada por la ecuación 6.2, donde  $\delta_u$  es la deformación última (obtenida de las curvas histeréticas) y  $\delta_y$  es la deformación de fluencia. Cuando  $\delta_u < \delta_y$ , la demanda de ductilidad es igual a la unidad. En este trabajo solo se determina la ductilidad para deformaciones de tracción debido a que después del pandeo de la diagonal se forma una rótula de flexión y la ductilidad debe estimarse con un modelo histerético de momento-curvatura.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (6.2)$$

En las figuras 6.3 a 6.5 se muestran los ciclos histeréticos fuerza axial-deformación de diagonales y placas (bielas) con mayores demandas de ductilidad en cada piso para los distintos registros sísmicos. En todos los casos las bielas del edificio rehabilitado alcanzan mayores demandas de ductilidad que las diagonales del edificio original. Para el registro de Concepción, en ambos edificios se alcanzan ductilidades significativamente mayores que en los registros de Viña del Mar y Constitución.

### 6.3.1. Registro de Viña del Mar

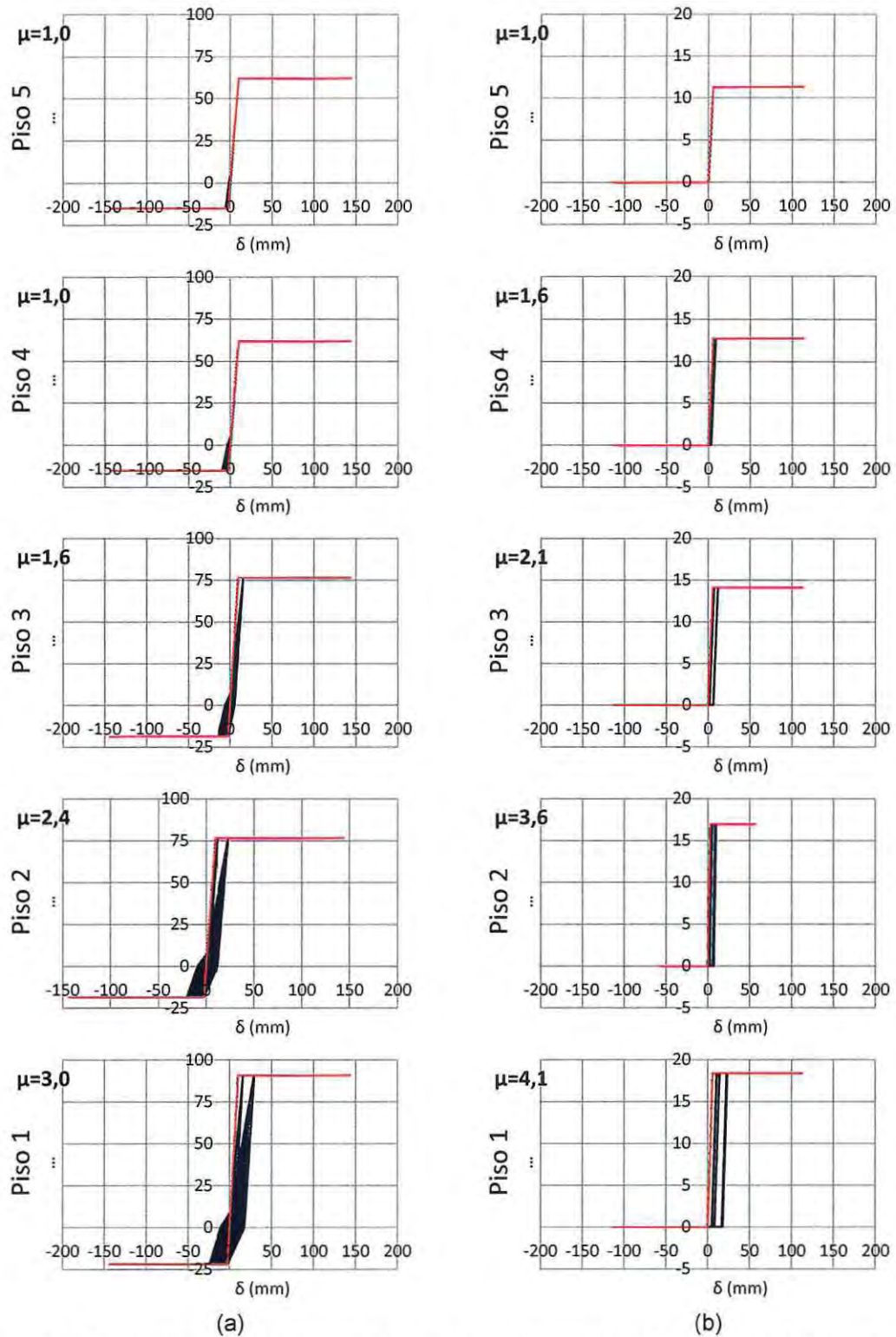


Figura 6.3 – Curvas histeréticas y ductilidad por piso para el registro de Viña del Mar: (a) diagonales; (b) placas (bielas).

### 6.3.2. Registro de Concepción

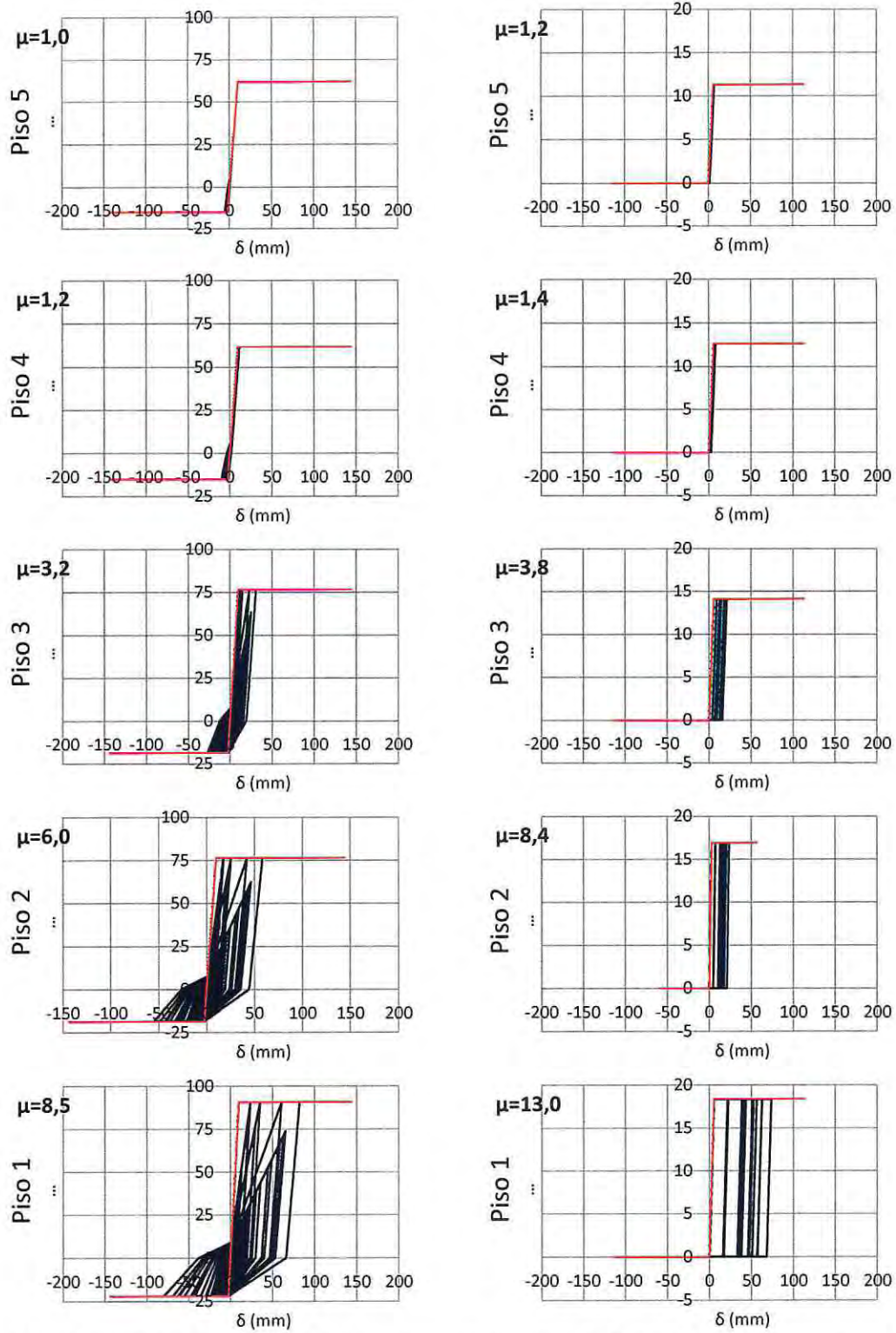


Figura 6.4 – Curvas histeréticas y ductilidad por piso para el registro de Concepción: (a) diagonales; (b) placas (bielas).

### 6.3.3. Registro de Constitución

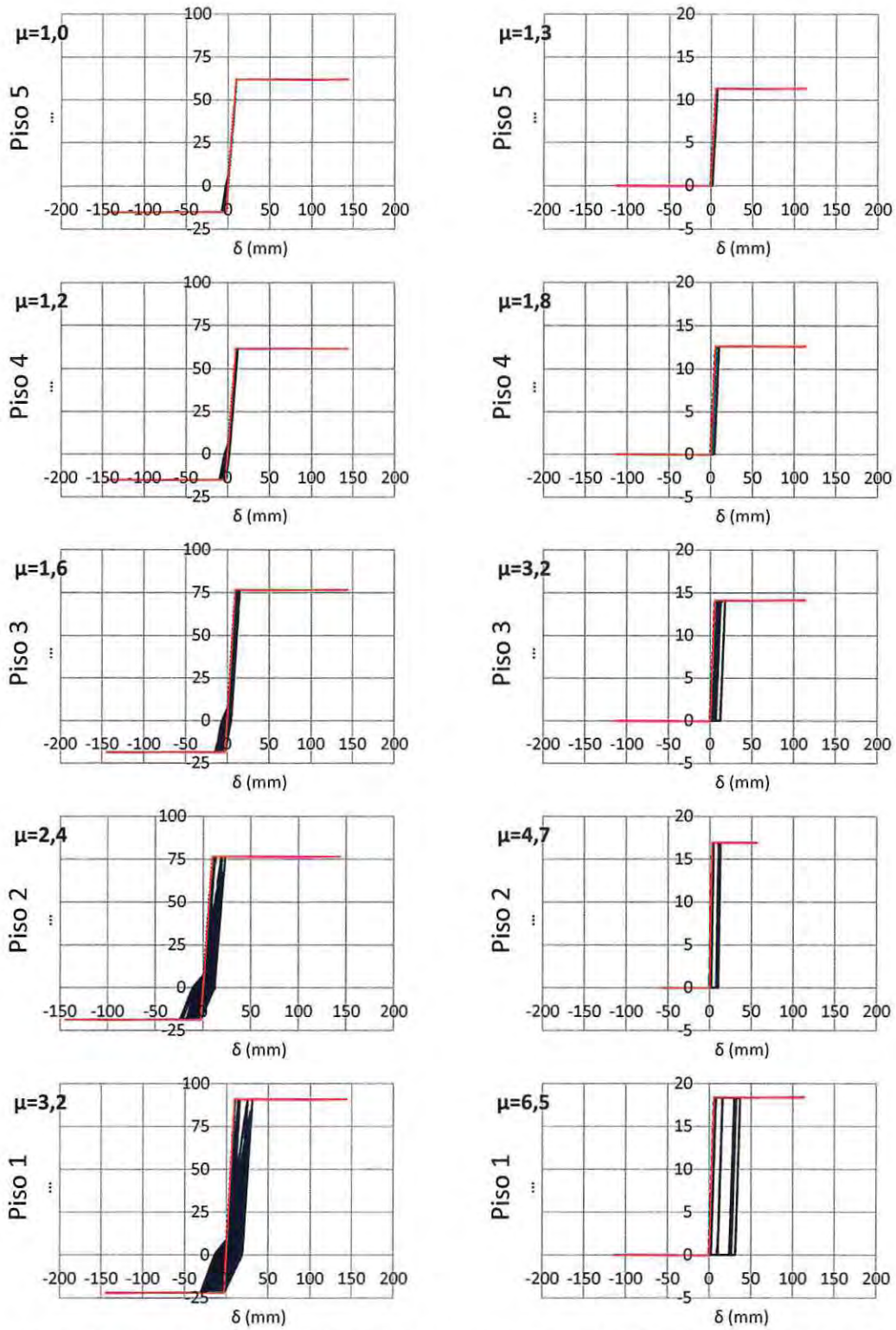


Figura 6.5 – Curvas histeréticas y ductilidad por piso para el registro de Constitución: (a) diagonales; (b) placas (bielas).

## 6.4. Esfuerzos máximos en vigas y columnas

### 6.4.1. Registro de Viña del Mar

Las tablas 6.2 a 6.5 contienen los factores de utilización a flexo-compresión de vigas y columnas de los edificios original y rehabilitado.

Tabla 6.2 – Factor de utilización de vigas del edificio original.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$M_r/M_c$	FU
5	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
4	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
3	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
2	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
1	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26

Tabla 6.3 – Factor de utilización de columnas del edificio original.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$8M_r/9M_c$	FU
5	29,4	778,3	0,04	12,1	168,9	0,07	0,04	0,07	0,11
4	80,1	778,3	0,10	16,0	168,9	0,09	0,10	0,09	0,20
3	186,3	778,3	0,24	22,0	168,9	0,13	0,24	0,13	0,37
2	343,3	778,3	0,44	21,0	168,9	0,12	0,44	0,12	0,57
1	543,4	778,3	0,70	16,8	168,9	0,10	0,70	0,10	0,80

Tabla 6.4 – Factor de utilización de vigas del edificio rehabilitado.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$M_r/M_c$	FU
5	0,0	203,7	0,00	2,0	58,0	0,03	0,00	0,03	0,03
4	0,0	203,7	0,00	4,0	58,0	0,07	0,00	0,07	0,07
3	0,0	203,7	0,00	5,6	58,0	0,10	0,00	0,10	0,10
2	0,0	203,7	0,00	10,6	58,0	0,18	0,00	0,18	0,18
1	0,0	203,7	0,00	14,8	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26

Tabla 6.5 – Factor de utilización de columnas del edificio rehabilitado.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$8M_r/9M_c$	FU
5	32,4	778,3	0,04	19,0	168,9	0,11	0,04	0,11	0,15
4	90,9	778,3	0,12	22,5	168,9	0,13	0,12	0,13	0,25
3	205,6	778,3	0,26	34,0	168,9	0,20	0,26	0,20	0,47
2	377,3	778,3	0,48	33,7	168,9	0,20	0,48	0,20	0,68
1	571,9	778,3	0,73	28,7	168,9	0,17	0,73	0,17	0,90

#### 6.4.2. Registro de Concepción

Las tablas 6.6 a 6.9 contienen los factores de utilización a flexo-compresión de vigas y columnas de los edificios original y rehabilitado.

Tabla 6.6 – Factor de utilización de vigas del edificio original.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$M_r/M_c$	FU
5	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
4	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
3	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
2	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
1	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26

Tabla 6.7 – Factor de utilización de columnas del edificio original.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$8M_r/9M_c$	FU
5	40,4	778,3	0,05	18,4	168,9	0,11	0,05	0,11	0,16
4	123,0	778,3	0,16	24,4	168,9	0,14	0,16	0,14	0,30
3	252,5	778,3	0,32	38,3	168,9	0,23	0,32	0,23	0,55
2	423,2	778,3	0,54	36,7	168,9	0,22	0,54	0,22	0,76
1	659,6	778,3	0,85	29,8	168,9	0,18	0,85	0,18	1,02

Tabla 6.8 – Factor de utilización de vigas del edificio rehabilitado.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$M_r/M_c$	FU
5	0,0	203,7	0,00	4,0	58,0	0,07	0,00	0,07	0,07
4	0,0	203,7	0,00	8,2	58,0	0,14	0,00	0,14	0,14
3	0,0	203,7	0,00	12,1	58,0	0,21	0,00	0,21	0,21
2	0,0	203,7	0,00	28,4	58,0	0,49	0,00	0,49	0,49
1	0,0	203,7	0,00	45,0	58,0	0,78	0,00	0,78	0,78

Tabla 6.9 – Factor de utilización de columnas del edificio rehabilitado.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$8M_r/9M_c$	FU
5	50,9	778,3	0,07	27,0	168,9	0,16	0,07	0,16	0,23
4	186,0	778,3	0,24	40,3	168,9	0,24	0,24	0,24	0,48
3	311,3	778,3	0,40	48,6	168,9	0,29	0,40	0,29	0,69
2	503,7	778,3	0,65	47,4	168,9	0,28	0,65	0,28	0,93
1	722,5	778,3	0,93	43,0	168,9	0,25	0,93	0,25	1,18

### 6.4.3. Registro de Constitución

Las tablas 6.10 a 6.13 contienen los factores de utilización a flexo-compresión de vigas y columnas de los edificios original y rehabilitado.

Tabla 6.10 – Factor de utilización de vigas del edificio original.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$M_r/M_c$	FU
5	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
4	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
3	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
2	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
1	0,0	203,7	0,00	14,9	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26

Tabla 6.11 – Factor de utilización de columnas del edificio original.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$8M_r/9M_c$	FU
5	55,4	778,3	0,07	20,1	168,9	0,12	0,07	0,12	0,19
4	137,6	778,3	0,18	25,5	168,9	0,15	0,18	0,15	0,33
3	248,0	778,3	0,32	37,3	168,9	0,22	0,32	0,22	0,54
2	390,6	778,3	0,50	34,7	168,9	0,21	0,50	0,21	0,71
1	590,5	778,3	0,76	29,8	168,9	0,18	0,76	0,18	0,94

Tabla 6.12 – Factor de utilización de vigas del edificio rehabilitado.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$M_r/M_c$	FU
5	0,0	203,7	0,00	3,0	58,0	0,05	0,00	0,05	0,05
4	0,0	203,7	0,00	5,8	58,0	0,10	0,00	0,10	0,10
3	0,0	203,7	0,00	8,9	58,0	0,15	0,00	0,15	0,15
2	0,0	203,7	0,00	15,3	58,0	0,26	0,00	0,26	0,26
1	0,0	203,7	0,00	26,5	58,0	0,46	0,00	0,46	0,46

Tabla 6.13 – Factor de utilización de columnas del edificio rehabilitado.

Piso	$P_u$ tonf	$\phi P_n$ tonf	FU	$M_u$ tonf-m	$\phi M_n$ tonf-m	FU	$P_r/2P_c$	$8M_r/9M_c$	FU
5	49,9	778,3	0,06	26,8	168,9	0,16	0,06	0,16	0,22
4	106,0	778,3	0,14	36,3	168,9	0,21	0,14	0,21	0,35
3	241,3	778,3	0,31	50,6	168,9	0,30	0,31	0,30	0,61
2	453,9	778,3	0,58	48,8	168,9	0,29	0,58	0,29	0,87
1	672,5	778,3	0,86	42,5	168,9	0,25	0,86	0,25	1,12

## 6.5. Disipación de energía

El balance energético se determina con la ecuación 6.3 y resulta de integrar la ecuación de equilibrio dinámico. El sismo corresponde a la energía de entrada al sistema  $E_I$  y depende principalmente de la masa y del período fundamental de vibración y se distribuye en energía cinética  $E_K$ , energía de amortiguamiento inherente del sistema  $E_\xi$ , energía de deformación elástica  $E_S$  y energía de deformación plástica o por efectos de histéresis  $E_H$ . La energía almacenada por el sistema está dada por  $E_K + E_S$  y la energía disipada por el sistema está dada por  $E_\xi + E_H$ .

$$E_I = E_K + E_S + E_\xi + E_H \quad (6.3)$$

Para evaluar el efecto de las placas en la disipación de energía es necesario conocer su contribución a la energía total disipada. La tabla 6.14 contiene la energía de entrada al sistema y la energía disipada por histéresis.

Tabla 6.14 – Energía de entrada y energía disipada por histéresis.

Registro	Edificio	$E_I$ tonf-m	$E_H$ tonf-m	$E_H/E_I$ %
Viña del Mar	Original	79	49	63
	Rehabilitado	47	8	18
Concepción	Original	304	209	69
	Rehabilitado	366	36	10
Constitución	Original	166	104	63
	Rehabilitado	127	14	11

En las figuras 6.6 a 6.9 se pueden ver las distribuciones de energía normalizada en el tiempo de entrada y disipada por histéresis, para los distintos registros sísmicos. En todos los registros sísmicos la contribución de las diagonales a la disipación de energía total es considerablemente mayor a la de las placas (bielas).

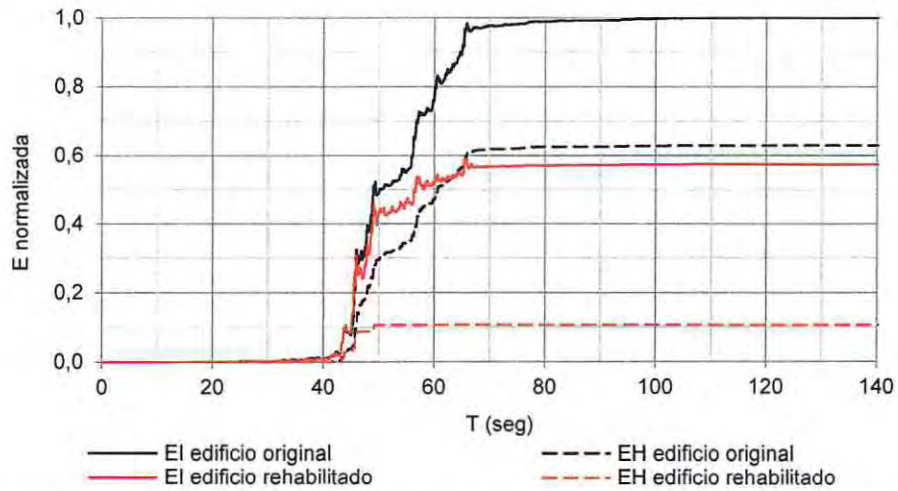


Figura 6.6 – Distribución de energía normalizada en el tiempo para el registro de Viña del Mar.

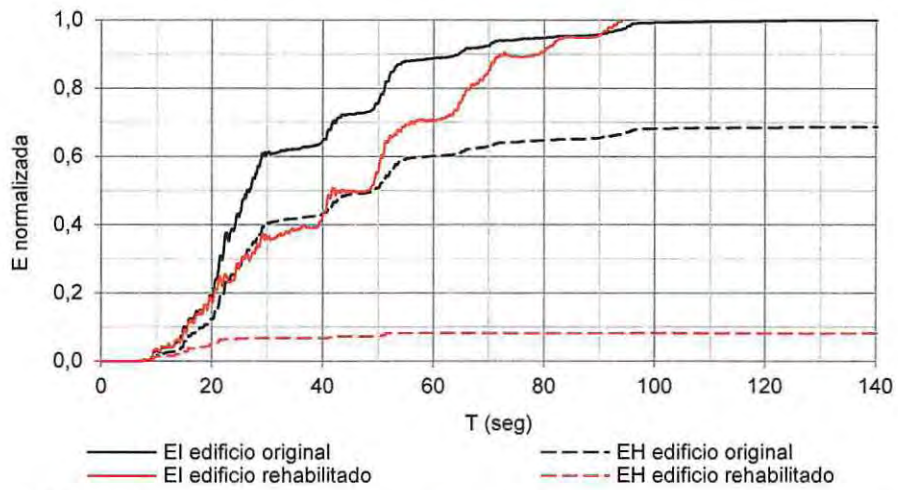


Figura 6.7 – Distribución de energía normalizada en el tiempo para el registro de Concepción.

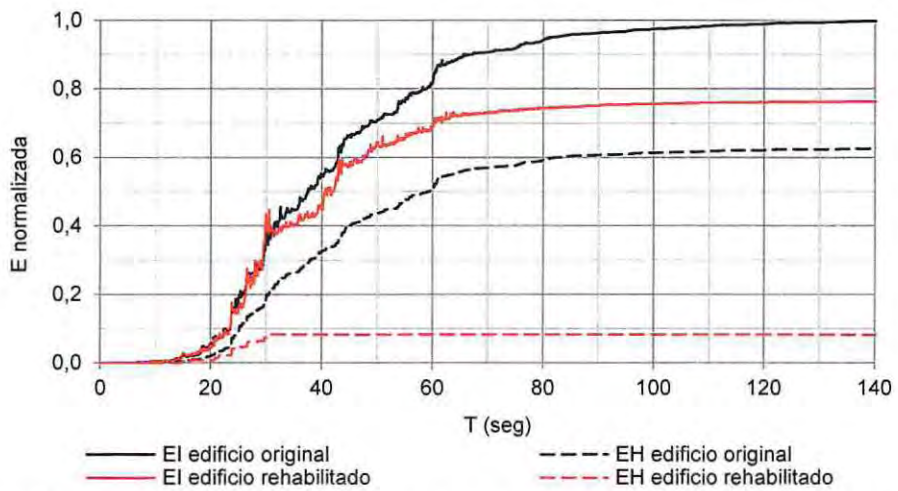


Figura 6.8 – Distribución de energía normalizada en el tiempo para el registro de Constitución.

# Capítulo VII

## 7. Conclusiones

En relación al análisis lineal, las vigas y columnas del edificio original fueron diseñadas por capacidad para resistir elásticamente las fuerzas esperadas de tracción y compresión de las diagonales. Estos elementos también lograron resistir elásticamente las fuerzas esperadas de tracción de las placas en el edificio rehabilitado, salvo en las columnas de los pisos 2 y 3 que superaron su resistencia en un 2% y un 7%, respectivamente.

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis no lineal, se puede concluir lo siguiente:

En los registros de Viña del Mar y Constitución, el edificio rehabilitado presentó drifts similares a los del edificio original, en términos de forma y magnitud. En el registro de Concepción en cambio, presentó drifts de forma similar pero con aumentos considerables que van desde un 30% en el quinto piso hasta un 46% en el primer piso. En los registros de Viña del Mar y Constitución, los edificios presentaron drifts por debajo del límite del 1,5% permitido por la norma NCh2369.Of2003, mientras que en el registro de Concepción presentaron drifts que superaron el límite en los primeros dos pisos, alcanzando valores de 2,6% y 2,7% en los edificios original y rehabilitado, respectivamente.

El edificio rehabilitado presentó mayores aceleraciones que el edificio original en todos los pisos y para todos los registros. Esto se explica porque el edificio rehabilitado presenta etapas de rigidez nula cuando retorna a su posición inicial y las placas pasan de estar pandeadas a traccionarse. En esos instantes, el edificio se desplaza sin elementos que lo “frenen” hasta que las placas se vuelven a traccionar. Por esta razón, el AISC 341-10 exige conexiones resistentes a momento en los SPSW como una manera de evitar cargas de impacto o “tirones” no considerados en el diseño, controlar desplazamientos y aceleraciones y contribuir a la disipación de energía.

Las aceleraciones del edificio original resultaron menores a las aceleraciones de diseño de la norma NCh2369.Of2003, mientras que las aceleraciones del edificio rehabilitado resultaron mayores en el segundo piso. En consecuencia, podrían presentarse fallas en elementos secundarios y equipos anclados a la estructura en ese nivel.

En todos los pisos y para todos los registros, las placas (bielas) del edificio rehabilitado alcanzaron mayores demandas de ductilidad que las diagonales del edificio original. Esto se explica porque las placas tienen una tensión de fluencia menor y deforman plásticamente antes que las diagonales.

En el registro de Concepción los edificios alcanzaron ductilidades mayores que en los registros de Viña del Mar y Constitución, con valores máximos en los primeros pisos de 8,5 para el caso de las diagonales y de 13 para el caso de las bielas.

El edificio original disipó mayor cantidad de energía por histéresis, respecto a la energía de entrada, que el edificio rehabilitado. Esto se explica porque las placas no disipan energía durante el instante que pasan de estar pandeadas a traccionarse y deben superar la deformación alcanzada en el ciclo anterior para continuar disipando energía.

Las columnas resistieron elásticamente en todos los casos, salvo las del primer piso del edificio rehabilitado que superaron en un 18% y un 12% su resistencia en los registros de Concepción y Constitución, respectivamente.

Las vigas resistieron elásticamente en todos los casos y los esfuerzos inducidos por las placas (bielas) fueron considerablemente menores a los obtenidos en el análisis plástico requerido por el AISC 341-10. En consecuencia, se podría disminuir el tamaño de las vigas considerando además que la losa actúa como un diafragma rígido, impidiendo deformaciones relativas y desarrollo de esfuerzos axiales.

La incorporación de placas en reemplazo de diagonales, significó un aumento de 300 kg en el peso del edificio (0,2% del total de acero estructural) principalmente por la incorporación de las vigas de anclaje en la base del primer piso, lo cual hace a las placas una alternativa menos económica que las diagonales. El valor considerado por concepto de fabricación y suministro es de \$2400 por kg de acero (Fuente: Bovmetal y Cía. Ltda.), lo cual significa un costo adicional aproximado de \$720000.

Finalmente, después de comparar las respuestas dinámicas de los edificios original y rehabilitado, se puede concluir que las placas de acero light gauge son adecuadas para la rehabilitación sísmica de edificios industriales de estructuración común en Chile. Sin embargo, presentan un desempeño sísmico inferior a las diagonales, en términos de limitar aceleraciones y disipar energía. Por esta razón, se recomienda que el uso de placas en marcos existentes se encuentre condicionado a la presencia de diagonales o conexiones resistentes a momento actuando en la misma dirección.

## REFERENCIAS

- [1]. Bruneau, M., Uang, C. y Sabelli, R. (2010), "Ductil Design of Steel Structures", Second Edition, McGraw-Hill, New York.
- [2]. Berman, J. M. y Bruneau, M. (2003a), "Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls for the Seismic Retrofit of Buildings", Technical Report No. MCEER-03-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, Buffalo, New York.
- [3]. Timler, P.A. y Kulak, G.L. (1983), "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls," Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [4]. Caccese, V., Elgaaly, M. y Chen, R. (1993), "Experimental Study of Thin Steel Plate Shear Walls Under Cyclic Load", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 2, pp. 573-587.
- [5]. Sabelli, R. y Bruneau, M. (2006), "Steel Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [6]. Berman, J. M. y Bruneau, M. (2004), "Steel Plate Shear Walls are Not Plate Girders", Engineering Journal, AISC, Vol. 41, No. 3, pp. 95-106.
- [7]. Thorburn, L.J., Kulak, G.L., y Montgomery, C.J. (1983), "Analysis of Steel Plate Shear Walls," Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [8]. Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., y Elwi, A. E. (1997). "Seismic behavior of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No. 215, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [9]. Berman, J. M. y Bruneau, M. (2003b), "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 11, pp. 1148-1156.
- [10]. Berman, J. y Bruneau, M. (2008), "Capacity Design of Vertical Boundary Elements in Steel Plate Shear Walls", AISC Engineering Journal, Vol. 45, No. 1, pp. 57-71.
- [11]. Tromposch, E.W. y Kulak, G.L. (1987), "Cyclic and Static Behaviour of Thin Panel Steel Plate Shear Walls," Structural Engineering Report No. 145, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [12]. Black, G. R., Wenger, B. A., y Popov, E. P. (1980), "Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversals", UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

- [13]. Vian, D. y Bruneau, M. (2005), "Steel Plate Shear Walls for Seismic Design and Retrofit of Buildings Structures", Technical Report No. MCEER-05-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- [14]. AISC (2010a), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [15]. INN (2003), "NCh2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [16]. AISC (2010b), "Specification for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [17]. ASTM (2015), "Standard specification for steel, sheet, cold-rolled, carbon, structural, high-strength low-alloy, high-strength low-alloy with improved formability, solution hardened, and bake hardenable", ASTM A1008/A1008M-15, West Conshohocken, PA.