

UNIVERSIDAD DE VALPARAISO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



“Propuesta de Rehabilitación Estructural para el  
Edificio Hucke utilizando Aislación Sísmica”

Por

Aníbal Alejandro Muñoz Ibacache

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

Profesor Guía: Joaquín Valenzuela Barbosa

Mayo, 2016

## *Agradecimientos*

*Agradezco de corazón a mi familia, mamá, papá, hermanos, hermana y sobrinos por lo imprescindible que han sido en esta etapa que hoy finaliza. Y a esos momentos en que estamos juntos.*

*A los amigos que estuvieron tanto en los buenos y malos momentos, como a quienes me ayudaron a ponerme de pie en numerables oportunidades.*

*A mi profesor guía por los conocimientos compartidos y la confianza depositada a lo largo de estos años.*

## *Dedicatoria*

*Este logro va dedicado a mi Familia, a cada uno de ellos...*

*A ti mamá, que siempre has estado conmigo en la adversidad, que siempre te preocupaste de levantarme cada vez que caía. Gracias por darme todo por nosotros y estar ahí con tu amor incondicional.*

*A ti papá, por pavimentar este deseo de cada día intentar ser mejor e inculcarme que con trabajo duro todo se puede lograr y que ningún sueño es un sueño si no se trata de hacer realidad.*

*A ti hermana, que siempre has sido mi segunda madre y mi mejor compañera, gracias por tus consejos y el tiempo que me entregas.*

*A mis hermanos, por los momentos en que puedo compartir junto a ustedes a pesar de la distancia que a veces nos separa.*

*A cada uno de mis sobrinos por alegrarme los días junto a ellos.*

*A mí cuñado por el apoyo y confianza entregada a lo largo de los años de este proceso.*

# INDICE GENERAL

Lista de figuras .....	8
Lista de tablas .....	11
Lista de fotografías.....	13
INTRODUCCIÓN.....	14
OBJETIVOS.....	16
Objetivo general.....	16
Objetivo específicos. ....	16
ALCANCES .....	17
METODOLOGÍA DEL TRABAJO .....	18
CAPITULO I .....	19
1. Antecedentes .....	19
1.1 Historia de la estructura. ....	19
1.2 Características de la estructura. ....	22
1.2.1 Sistema estructural interior.....	29
1.2.2 Sistema estructural exterior y patio interno.....	31
1.2.3 Refuerzo estructural pos terremoto de Maule del 27 de febrero del 2010.....	35
CAPITULO II .....	38
2. Identificación de la estructura resistente actual. ....	38
2.1 Característica del modelo.....	39
2.2 Materialidad.....	41
2.3 Análisis sísmico estructura resistente actual.....	42
2.3.1 Solicitaciones.....	42
2.3.1.1 Cargas gravitacionales.....	42
2.3.1.2 Cargas sísmicas.....	43
2.3.1.3 Combinaciones de cargas.....	43
2.3.2 Espectro de diseño.....	43
2.3.3 Limitaciones corte basal.....	45
2.4 Resultados del análisis.....	46

2.4.1 Verificación de albañilería presente en las fachadas.....	46
2.4.2 Verificación de albañilería presente en sistema de piso.....	48
2.4.3 Verificación de influencia del refuerzo estructural.....	50
2.4.4 Verificación elementos estructurales de acero.....	53
2.4.4.1 Verificación de columnas internas.....	53
2.4.4.2 Verificación vigas principales interiores.....	60
2.4.4.3 Verificación de refuerzos estructurales.....	63
2.4.4.4 Verificación de columnas de fachada.....	71
2.4.4.5 Verificación viga perimetral de fachada.....	75
CAPITULO III.....	78
3. Antecedentes de sistemas con dispositivos de aislación sísmica.....	78
3.1 Dispositivos de aislación.....	80
3.1.1 Aisladores elastoméricos.....	80
3.1.1.1 Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR).....	81
3.1.1.2 Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).....	81
3.1.1.3 Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).....	81
CAPITULO IV.....	82
4. Proyecto de rehabilitación utilizando aislación sísmica.....	82
4.1 Nivel de aislación.....	82
4.2 Características del modelo y configuración del sistema de aislación.....	83
4.3 Análisis sísmico estructura aislada.....	85
4.3.1 Espectro de diseño.....	86
4.3.2 Fuerzas sísmicas de diseño.....	87
4.4 Consideraciones del modelo aislado.....	88
4.5 Diseño del sistema de aislación.....	89
4.5.1 Propiedades y valores considerados.....	89
4.5.2 Desplazamientos laterales mínimos.....	89
4.5.2.1 Desplazamiento total de diseño $D_{TD}$ .....	89
4.5.2.2 Desplazamiento total máximo $D_{TM}$ .....	90
4.5.3 Carga máxima y mínima.....	91
4.5.4 Altura total mínima de la goma del aislador.....	91

4.5.5 Área y diámetro exterior mínimo del aislador.....	92
4.5.6 Factor de forma y módulo de corte.....	92
4.5.7 Altura total del aislador.....	93
4.5.8 Verificación del tamaño del núcleo de plomo.....	93
4.5.9 Rigidez y frecuencia vertical.....	94
4.5.10 Rigidez horizontal final.....	95
4.5.11 Verificaciones de estabilidad.....	95
4.5.11.1 Verificación por deformación.....	96
4.5.11.2 Verificación al pandeo.....	97
4.5.11.3 Carga vertical nominal máxima.....	99
4.5.12 Características finales de los aisladores con y sin núcleo de plomo.....	100
CAPITULO V.....	101
5. Análisis estructura aislada.....	101
5.1 Reacciones, períodos y participación modal.....	101
5.2 Verificación de la superestructura.....	102
5.2.1 Verificación de albañilería presente en las fachadas en estructura aislada.....	102
5.2.2 Verificación elementos estructurales de acero.....	103
5.3 Verificación de la subestructura.....	104
5.3.1 Verificación columnas del subterráneo.....	104
5.3.1 Verificación sistema de aislación.....	106
CAPITULO VI.....	107
6. Análisis dinámico no lineal.....	107
6.1 Análisis de respuesta en el tiempo.....	107
6.1.1 Definición de registros.....	107
6.2 Características del modelo estructural de la condición actual del edificio Hucke.....	109
6.2.1 Placas de unión de refuerzo estructural.....	109
6.2.2 Columnas de fachada.....	111
6.3 Resultados del análisis de la estructura en su condición actual.....	114
6.3.1 Desplazamientos máximos absolutos y desplazamientos remanentes.....	114
6.3.2 Desplazamientos relativos de entrepisos y aceleraciones absolutas.....	115
6.3.3 Demandas en placas de unión.....	115

6.3.3 Demandas en elementos de acero. ....	116
6.4 Características del modelo del sistema de aislación del edificio Hucke. ....	118
6.4.1 Propiedades del Modelo bilineal de los aisladores LDR, LRB y Deslizantes. ....	118
6.4.1.1 Dispositivo elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR). ....	119
6.4.1.2 Dispositivo elastomérico con núcleo de plomo (LRB). ....	120
6.4.2 Verificación del modelo bilineal. ....	122
6.4.2.1 Degradación de rigidez. ....	122
6.4.2.2 Fuerza de restitución lateral. ....	123
6.4.3 Comportamiento sistema de aislación. ....	124
6.4.4 Demanda de esfuerzos en elementos de albañilería en estructura aislada. ....	125
6.5 Resultados del análisis de la estructura aislada. ....	126
6.5.1 Desplazamientos máximos absolutos y desplazamientos remanentes. ....	126
6.5.2 Desplazamientos relativos de entrepisos y aceleraciones absolutas. ....	127
6.5.3 Demandas en placas de unión. ....	128
6.5.4 Demandas en elementos de acero. ....	128
CAPITULO VII .....	130
7. Conclusiones. ....	130
REFERENCIAS. ....	132

## Lista de figuras

Figura 1.1 – Estructura con refuerzo antes y después del sismo .....	14
Figura 1.2 – Estructura con aslación sísmica durante un sismo.....	15
Figura 1.3 – Sector el Almendral .....	19
Figura 1.4 – Plano de catastro de Valparaíso del terremoto de 1906 .....	20
Figura 1.5 – Planta estructura del subterráneo .....	23
Figura 1.6 – Planta estructura primer piso .....	24
Figura 1.7 – Planta estructura segundo piso.....	25
Figura 1.8 – Planta estructura tercer piso .....	26
Figura 1.9 – Planta estructura cuarto piso.....	27
Figura 1.10 – Planta estructura quinto piso.....	28
Figura 1.11 – Modulo de vigas principales y secundarias.....	29
Figura 1.12 – Detalle bovedillas entre vigas secundarias, corte 1-1 de Figura 1.11 .....	31
Figura 1.13 – Elevación eje H, fachada norte .....	31
Figura 1.14 – Elevación eje 1', fachada este.....	32
Figura 1.15 – Pilar periférico tipo, fachadas norte, este y sur .....	32
Figura 1.16 – Corte 1-1 plano de elevación Figura 1.12, configuración 1° piso .....	33
Figura 1.17 – Corte 2-2 plano de elevación Figura 1.12, configuración 2° piso .....	33
Figura 1.18 – Corte 3-3 plano de elevación Figura 1.12, configuración 3° y 4° piso .....	33
Figura 1.19 – Perfiles de ventanas y antepechos .....	33
Figura 1.20 – Elevación eje 9', fachada oeste.....	34
Figura 1.21 – Elevación tipo de refuerzo estructural .....	36
Figura 1.22 – Esquema conexión de placa de refuerzo a pilar de fachada.....	36
Figura 2.1 – Imagen en tres dimensiones del modelo estructural del edificio Hucke .....	39
Figura 2.2 – Planta tipo de modelo estructural.....	40
Figura 2.3 – Modelación de conexión del refuerzo estructural con columna de fachada .....	40
Figura 2.4 – Modelación de elavación interior tipo y unión viga columna.....	40
Figura 2.5 – Secciones columna cruciforme y viga principal .....	40
Figura 2.6 – Modelación y esquema de deformación de ejes interiores.....	41
Figura 2.7 – Esquema viga fachada.....	41
Figura 2.8 – Corte 1-1, sección transversal viga de fachada .....	41
Figura 2.9 – Espectro elastico de diseño Z3SD .....	45
Figura 2.10 – Diagrama de corte en albañilería, eje A, condición actual (análisis modal espectral) 47	

Figura 2.11 – Distribución de esfuerzo de corte por nivel en eje A .....	49
Figura 2.12 – Porcentaje de corte elástico por eje sin refuerzo .....	50
Figura 2.13 – Porcentaje de corte elástico por eje con refuerzo .....	50
Figura 2.14 – Deformada de pilar de fachada sin refuerzo estructural.....	51
Figura 2.15 – Deformada de pilar de fachada con refuerzo estructural.....	51
Figura 2.16 – Esquema deformación placa de unión, Detalle 1 .....	51
Figura 2.17 – Esquema deformación placa de unión, Detalle 2 .....	51
Figura 2.18 – Desplazamientos relativos entrepisos en dirección X, con y sin refuerzos .....	52
Figura 2.19 – Desplazamientos relativos entrepisos en dirección Y, con y sin refuerzos .....	52
Figura 2.20 – Esbeltez columna cruciforme .....	55
Figura 2.21 – Esbeltez de columna de refuerzo estructural .....	64
Figura 2.22 – Esbeltez de diagonal de refuerzo estructural .....	68
Figura 2.23 – Esbeltez de columna de fachada .....	72
Figura 2.24 – Esquema viga fachada.....	75
Figura 2.25 – Esquema diagrama de cuerpo libre en viga de fachada .....	77
Figura 3.1 – Reducción de corte basal por aumento de período.....	78
Figura 3.2 – Aumento de desplazamiento por aumento de período.....	78
Figura 3.3 – Edificio sin aislación .....	79
Figura 3.4 – Edificio con aislación.....	79
Figura 3.5 – Aislador con núcleo de plomo .....	81
Figura 4.1 – Esquema división de la estructura aislada .....	83
Figura 4.2 – Modelo representativo del aislador para análisis modal espectral .....	83
Figura 4.3 – Esquema planta de distribución del sistema de aislación .....	84
Figura 4.4 – Espectro de sismo de diseño (SDI) y espectro de sismo máximo posible (SMP) .....	86
Figura 4.5 – Diagonales en eje D.....	88
Figura 4.6 – Efecto de pandeo .....	97
Figura 4.7 – Esquema área efectiva del aislador para el desplazamiento $D_D$ .....	99
Figura 4.8 – Esquema dispositivo elastomérico con núcleo de plomo .....	100
Figura 5.1 – Diagrama de corte en albañilería, eje A (análisis modal espectral).....	102
Figura 6.1 – Registro corregido El Almendral, 27 de febrero del 2010.....	108
Figura 6.2 – Registro corregido El Almendral, 03 de marzo de 1985.....	108
Figura 6.3 – Espectros de respuesta de aceleración de registros sísmicos para análisis tiempo historia y espectro elástico de norma NCh2745 .....	108
Figura 6.4 – Esquema modelo no lineal de la placa de unión del refuerzo estructural .....	109
Figura 6.5 – Ciclos de histéresis del modelo Plastic Wen para placa de unión del refuerzo.....	111

Figura 6.6 – Ciclos de histéresis de dispositivo de disipación tipo ADAS .....	111
Figura 6.7 – Diagrama de carga axial en columnas de fachada, eje A .....	111
Figura 6.8 – Esquema longitud efectiva columna de fachada .....	112
Figura 6.9 – Esquema carga de compresión en puntos de conexión del refuerzo estructural .....	112
Figura 6.10 – Diagrama de carga axial en columnas desvinculadas, eje A .....	113
Figura 6.11 – Detalle n°1, elevación eje A, columnas desvinculadas .....	113
Figura 6.12 – Desvinculación de columnas de fachada, vista 3D .....	113
Figura 6.13 – Desplazamientos máximos de estructura, condición actual .....	114
Figura 6.14 – Desplazamientos remanentes de estructura, condición actual .....	114
Figura 6.15 – Desplazamientos relativos entre pisos de estructura, condición actual .....	115
Figura 6.16 – Aceleraciones absolutas de estructura, condición actual .....	115
Figura 6.17 – Diagrama de momento en vigas de fachada, eje A, condición actual .....	116
Figura 6.18 – Diagrama de corte en vigas de fachada, eje A, condición actual .....	116
Figura 6.19 – Diagrama de momento en columnas interiores, eje B, condición actual .....	117
Figura 6.20 – Diagrama de carga axial en columnas interiores, eje B, condición actual .....	117
Figura 6.21 – Esquema del modelo no lineal de los aisladores elastoméricos con y sin núcleo de plomo .....	118
Figura 6.22 – Esquema modelo bilineal tipo .....	119
Figura 6.23 – Esquema modelo bilineal del aislador elastomérico sin núcleo de plomo .....	120
Figura 6.24 – Esquema modelo bilineal del aislador elastomérico con núcleo de plomo .....	121
Figura 6.25 – Esquema degradación de rigidez .....	122
Figura 6.26 – Curva de histéresis LDR .....	124
Figura 6.27 – Curva de histéresis LRB .....	124
Figura 6.28 – Ciclo fuerza deformación típica de un aislador de bajo amortiguamiento LDR .....	124
Figura 6.29 – Ciclo fuerza deformación típica de un aislador con núcleo de plomo LRB .....	124
Figura 6.30 – Esfuerzos de corte en albañilería de fachada, eje A, estructura aislada .....	125
Figura 6.31 – Desplazamientos máximos, estructura aislada .....	126
Figura 6.32 – Desplazamientos remanentes, estructura aislada .....	126
Figura 6.33 – Desplazamientos relativos entre pisos, estructura aislada .....	127
Figura 6.34 – Aceleraciones absolutas, estructura aislada .....	127
Figura 6.35 – Diagrama de momento en vigas de fachada, eje A, estructura aislada .....	128
Figura 6.36 – Diagrama de corte en vigas de fachada, eje A, estructura aislada .....	128
Figura 6.37 – Diagrama de momento en columnas interiores, eje B, estructura aislada .....	129
Figura 6.38 – Diagrama de carga axial en columnas interiores, eje B, estructura aislada .....	129
Figura 6.39 – Diagrama de carga axial en columnas de fachada, eje A, estructura aislada .....	129

## Lista de tablas

Tabla 1.1 – Alturas entre pisos.....	28
Tabla 1.2 – Sección y ubicación de vigas .....	29
Tabla 1.3 – Sección y ubicación de columnas .....	30
Tabla 1.4 – Secciones perfiles del modulo de fachada .....	33
Tabla 1.5 – Perfiles de elevación eje 9' .....	34
Tabla 2.1 – Valores característicos de los materiales utilizados en la modelación de la estructura ..	42
Tabla 2.2 – Valores de carga y sobrecarga utilizados.....	43
Tabla 2.3 – Parámetros del tipo de suelo.....	44
Tabla 2.4 – Parámetros del espectro de diseño .....	44
Tabla 2.5 – Periodos de estructura resistente actual considerando albañilería de fachada.....	46
Tabla 2.6 – Reacciones en la base de la estructura resistente actual considerando albañilería de fachada .....	46
Tabla 2.7 – Peso sísmico, factor de reducción y corte reducido de estructura resistente actual considerando albañilería de fachada.....	46
Tabla 2.8 – Periodos de estructura resistente actual sin considerar rigidez de albañilería en fachada .....	48
Tabla 2.9 – Reacciones en la base de estructura resistente actual sin conciderar rigidez de albañilería en fachadas .....	48
Tabla 2.10 – Factor de reducción y corte reducido de estructura resistente actual sin considerar rigidez de albañilería en fachadas.....	48
Tabla 2.11 – Período y corte elástico en dirección Y de estructura con y sin refuerzo estructural ...	50
Tabla 2.12 – Propiedades del perfil de columna interior cruciforme.....	53
Tabla 2.13 – Propiedades del perfil viga interior principal (I50).....	60
Tabla 2.14 – Propiedades del perfil columna del refuerzo estructural.....	63
Tabla 2.15 – Propiedades del perfil diagonal del refuerzo estructural.....	67
Tabla 2.16 – Propiedades de placa de unión del refuerzo estructural .....	69
Tabla 2.17 – Propiedades del perfil de columna de fachada.....	71
Tabla 2.18 – Propiedades del perfil viga de fachada.....	75
Tabla 4.1 – Parámetros sísmicos para espectro de diseño NCh2745.of2013.....	86
Tabla 4.2 – Parámetros para espectro de diseño NCh.of2013 según suelo tipo III .....	86
Tabla 4.3 – Factores de reducción de fuerzas sísmicas de acuerdo a NCh2745.of2013.....	87
Tabla 4.4 – Coeficiente y esfuerzo de corte mínimo segpun NCh433 .....	87
Tabla 4.5 – Valores de diseño del aislador con $H_f=220$ [mm] y $D_e=550$ .....	93
Tabla 4.6 – Resumen del diseño del aislador elastomérico con y sin núcleo de plomo .....	100

Tabla 5.1 – Reacciones sobre el sistema de aislación.....	101
Tabla 5.2 – Períodos y participación modal de la estructura aislada.....	101
Tabla 5.3 – Esfuerzos de corte basal.....	102
Tabla 5.4 – Resistencias de diseño y demanda en elementos de acero.....	103
Tabla 5.5 – Esfuerzo de corte de diseño de subestructura.....	104
Tabla 5.6 – Desplazamientos totales de diseño y totales máximos obtenidos del análisis dinámico.....	106
Tabla 5.7 – Esfuerzos máximos en dispositivos de aislación.....	106
Tabla 6.1 – Parámetros del modelo Plastic Wen.....	101

## Lista de fotografías

Fotografía 1.1 – Oakland City Hall.....	15
Fotografía 1.2 – Corte de Apelaciones de San Francisco .....	15
Fotografía 1.3 – Edificio Hucke en 1908.....	20
Fotografía 1.4 – Planchas de refuerzo en unión viga columna.....	21
Fotografía 1.5 – Planchas soldadas a perfiles de acero.....	21
Fotografía 1.6 – Edificio Hucke en el año 2000 y diagonal de refuerzo.....	21
Fotografía 1.7 – Edificio Hucke en el año 2010 post terremoto .....	22
Fotografía 1.8 – Edificio Hucke en el año 2010 post terremoto .....	22
Fotografía 1.9 – Refuerzos estructurales del segundo piso, fachada este.....	22
Fotografía 1.10 – Vista quinto piso.....	29
Fotografía 1.11 – Conexión entre vigas.....	29
Fotografía 1.12 – Unión de columnas cruciformes interiores .....	30
Fotografía 1.13 – Unión de columnas cruciformes interiores .....	30
Fotografía 1.14 – Unión de columnas cruciformes interiores .....	30
Fotografía 1.15 – Sistema de bovedillas .....	31
Fotografía 1.16 – Patio interior vista sur.....	35
Fotografía 1.17 – Refuerzo estructural primer piso .....	36
Fotografía 1.18 – Conexión de refuerzo estructural en segundo nivel .....	36
Fotografía 1.19 – Soldadura al oxígeno en planchas de unión viga-columna .....	37
Fotografía 1.20 – Soldadura al arco en unión de refuerzos estructurales .....	37
Fotografía 1.21 – Conexión de refuerzo en subterráneo fachada norte .....	37
Fotografía 1.22 – Conexión de refuerzo en subterráneo fachada sur .....	37
Fotografía 4.1 – Vista a nivel de acera de fachada norte .....	82
Fotografía 4.2 – Vista interior del muro del subterráneo.....	82
Fotografía 4.3 – Columnas interiores a nivel de subterráneo .....	82
Fotografía 5.1 – Columnas cruciformes en subterráneo.....	105
Fotografía 5.2 – Columnas cruciformes en subterráneo.....	105

# INTRODUCCIÓN

*Patrimonio Cultural es el conjunto de bienes muebles e inmuebles, materiales e inmateriales, de propiedad de particulares o de instituciones u organismos públicos o semipúblicos que tengan valor excepcional desde el punto de vista de la historia, del arte, de la ciencia y de la cultura y por lo tanto sean dignos de ser considerados y conservados para la nación. UNESCO 1977.*

Para rehabilitar una estructura con tal valor histórico y patrimonial se debe considerar que esta cumpla con todas las consideraciones y cumplimientos de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción luego de su acondicionamiento. Que según al título n°5 de la construcción Capítulo n°1 De los permisos de edificación y sus trámites artículo 5.1.4.3. Considera que se otorgará permiso para alterar, reparar o reconstruir un edificio, si la intervención cumple con todas las exigencias de la presente Ordenanza y de las normas vigentes presentando planos y especificaciones técnicas identificando las partes que sufran cambios, que se deben demoler y de los elementos estructurales nuevos. En el caso de que la intervención afectara la estructura de la edificación se deberá acompañar lo anterior con la memoria de cálculo y planos de la estructura suscritos por el profesional competente [1].

La mayoría de las veces, para lograr el objetivo de rehabilitación, se opta por agregar un refuerzo estructural a la edificación existente, como un esqueleto de apoyo. Esto usualmente produce una alta intervención y modificación de la arquitectura del edificio que se busca mantener y no necesariamente asegura un buen desempeño de la estructura rehabilitada, ya que los desplazamientos impuestos pueden continuar deteriorando la estructura original a pesar de los refuerzos implementados. Otro efecto que puede producir una intervención estructural, es la redistribución de esfuerzos hacia elementos que no presenten la capacidad necesaria para esto.

Como ilustración se presenta la Figura 1.1 que muestra un esquema donde la estructura rehabilitada mediante un esqueleto de refuerzo presenta daños en sus elementos, mientras que el elemento ocupado para reforzar la estructura se mantiene sin daños, por la diferencia en el comportamiento y condición de ambos.

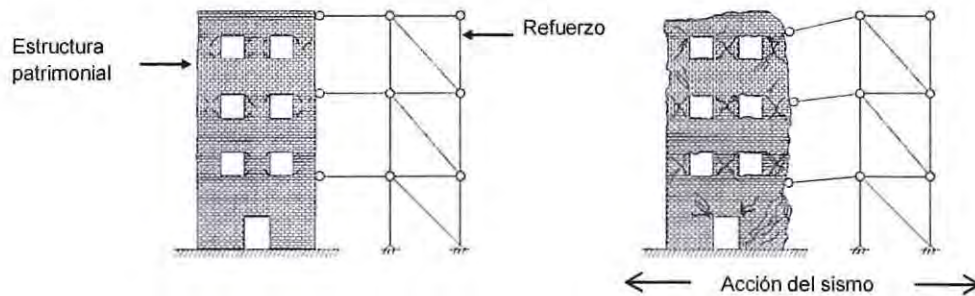


Figura 1.1 - Estructura con refuerzo antes y después del sismo.

Por lo anterior la rehabilitación mediante la aislación sísmica de una estructura existente y con alto valor patrimonial cultural se ha convertido en una alternativa con un menor impacto de intervención, sin tener que modificar mayormente su arquitectura, disminuyendo la demanda sísmica, asegurando un mejor desempeño de la estructura original, concentrando los desplazamientos en los aisladores como se muestra esquemáticamente en la Figura 1.2.



Figura 1.2 - Estructura con aislacion sísmica durante el sismo.

Dos ejemplos de este tipo de rehabilitación se encuentran en San Francisco, California donde desde la década del 70 ha quedado en evidencia la efectividad de esta técnica en edificios con alto valor histórico como el Oakland City Hall y la Corte de Apelaciones [2]. Por esta razón en este trabajo de título se busca estudiar y desarrollar esta alternativa como método de rehabilitación estructural. Teniendo en cuenta que la ciudad de Valparaíso ha sido otorgada con el estatus de "Patrimonio de la Humanidad", lo que conlleva el enorme desafío de conservar y proteger sus edificios de valor patrimonial, ya sea de la acción de la naturaleza o de la posterior intervención humana.



Fotografía 1.1 – Oakland City Hall.



Fotografía 1.2 – Corte de Apelaciones de San Francisco.

Para el desarrollo de este trabajo de título se propone un proyecto de rehabilitación para el edificio Hucce mediante aislamiento basal que garantice un buen desempeño sísmico controlando los desplazamientos, aceleraciones, esfuerzos y permita el funcionamiento del edificio luego de la acción sísmica, considerando que en la actualidad se utiliza como campus principal de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Valparaíso.

# OBJETIVOS

## Objetivo general.

- Desarrollar un proyecto de rehabilitación para el edificio patrimonial Hucke, ubicado en el sector el Almendral de la ciudad de Valparaíso, utilizando aislación y amortiguación sísmica.

## Objetivo específicos.

- Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura con su configuración actual.
- Realizar el proyecto de aislación sísmica utilizando la norma NCh2745.Of 2013 "Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica".
- Dimensionar los aisladores elastoméricos requeridos ya sea con núcleo de plomo, o sin ellos y la incorporación de dispositivos deslizantes de ser necesarios.
- Comparar el desempeño del edificio en su condición actual y el edificio con aislación basal con un análisis no lineal tiempo historia.

## ALCANCES

- El proyecto de aplicación corresponde al edificio Hucke ubicado en el Plan de la ciudad de Valparaíso en el sector histórico El Almendral, clasificado como zona sísmica 3 sobre un suelo tipo D según estudio de mecánica de suelos obtenido entre las calles General Cruz y Yungay.
- El proyecto de aislación considera la configuración, materialidad y dimensionamiento del sistema de aislación. Además de la forma de rigidizar la superestructura de ser necesario.
- El proyecto de aislación se realiza de acuerdo a las disposiciones de la norma NCh2745.Of 2013 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”.
- No se considera en el cálculo las fundaciones de la estructura.
- Se considera la incursión inelástica que puedan tener los perfiles de acero que componen la estructura.
- Se considera el diseño del sistema de aislación determinando su materialidad, dimensiones, configuración y ubicación.
- Se considera el comportamiento no lineal del sistema de aislación.
- Se utilizan registros de aceleraciones representativos del lugar, Valparaíso - El Almendral del terremoto de Algarrobo de 1985 y del terremoto del Maule del 2010.

## METODOLOGÍA DEL TRABAJO

- Recopilar información histórica del edificio Hucke junto con planos estructurales que entreguen información de la estructura original y de los refuerzos estructurales implementados posterior al terremoto de 1985 y luego del 2010.
- Evaluar el comportamiento dinámico del edificio con su estructura original.
- Evaluar el comportamiento dinámico del edificio con los refuerzos del 2010 y verificar si cumple con los requisitos de la norma actual NCh433.Of1996 "Diseño sísmico de estructuras" y Decreto supremo N°61.
- Recopilar información sobre los sistemas de aislación, en especial de los aisladores de goma y deslizadores, para calcular las dimensiones y cantidades requeridas.
- Realizar el proyecto de aislación sísmica para el edificio patrimonial Hucke.
- Analizar y comparar el desempeño de la estructura actual con respecto al proyecto aislado mediante un análisis tiempo historia no lineal.

# CAPITULO I

## 1. Antecedentes

### 1.1 Historia de la estructura.

La ciudad de Valparaíso fue declarada Patrimonio de Humanidad en el año 2003 por la Unesco debido a su riqueza arquitectónica desarrollada principalmente a fines del siglo XIX en su centro histórico, convirtiéndose en el tercer sitio del país protegido por el organismo. Uno de estos centros es el conocido barrio El Almendral que en la actualidad abarca gran parte del plan de Valparaíso delimitado por las calles Edwards por el oeste, Avenida Errázuriz por el norte, Avenida Argentina por el este y Avenida Colon por el sur como se aprecia en la Figura 1.3.



Figura 1.3 - Sector El Almendral.

Originalmente el Barrio El Almendral era una extensa playa, la que luego de los terremotos acontecidos en 1822 se ordenó que se cuadrículara la zona para darle un destino urbano. Hacia 1860 se convierte en el barrio de moda, ganándole terreno al mar con la construcción de grandes mansiones. Al igual que en sus orígenes los eventos sísmicos siguieron afectando al barrio los cuales se detallan a continuación [3].

- **Terremoto de 1906**

Este evento sísmico ocurrido el 16 de agosto destruyó casi por completo el barrio, producto de los múltiples derrumbes e incendios posteriores como se muestra en la Figura 1.4 plano de la ciudad de las zonas afectadas por el terremoto y de los sectores que se incendiaron posteriores al evento [3].



Figura 1.4 - Plano de catastro de Valparaíso del terremoto de 1906 (Fuente: Valparaíso En 1906: "Historia de la catástrofe.")

Fue luego del terremoto de 1906 cuando la familia Hucke dueña de la ex fábrica de chocolates del mismo nombre, sufrió el daño estructural de su fábrica emplazada en la calle General Cruz entre las calles Chacabuco y Yungay. Luego de tres meses la fábrica sufre el incendio que terminó por destruir la totalidad del inmueble. Con esto la familia dueña de la fábrica se vio obligada en 1908 a buscar la manera de reconstruir su principal fuente laboral de forma que perdurara en el tiempo. Así es como traen desde Alemania mediante barcos una estructura de acero dimensionada y lista para ser montada mediante sólo la utilización de remaches, que ubicaron en el mismo lugar que se encontraba la antigua fábrica siniestrada utilizando la totalidad de la superficie del terreno de 1600 m<sup>2</sup> como se muestra en la Fotografía 1.1 [4].



Fotografía 1.2 - Edificio fabrica Hucke en 1908 (Fuente: El Mercurio de Valparaíso 17 de agosto del 2012).

El montaje de la estructura estuvo a cargo del arquitecto Otto Anwandter, si bien se inspiró en los diseños de Gustavo Eiffel la estructura no fue proyectada por el ingeniero francés como lo sostiene el mito porteño, sino por el ingeniero Kar Bernhard (1859-1937) según información de la municipalidad de Valparaíso, autor de varios edificios industriales, galpones y puentes a lo largo de Alemania. Esta estructura se convirtió en parte fundamental del auge industrial que tuvo la región en el siglo XIX convirtiendo al barrio El Almendral en un lugar donde se ubicaron importantes industrias y construcciones emblemáticas que siguen en pie hasta el día de hoy. Al finalizar la construcción del edificio Hucke este fue implementado con las maquinarias más modernas disponibles, convirtiéndose en la fábrica más avanzada de la época [4].

- **Terremoto de 1985**

Luego de 1980 la empresa Mackay que utilizaba el edificio decidió abandonar la estructura por el cambio de la empresa a la región Metropolitana. Esta situación duro por algunos años durante los cuales el edificio sufrió un rápido deterioro por el abandono, sumado a los daños producidos debido al terremoto ocurrido el 3 de marzo de 1985. Que produjo daños en los elementos de albañilería que presentan las fachadas del edificio [4]. Esto provocó el traspasó del edificio a la empresa Centenario S.A.

En 1990 gracias a una inversión de \$1000 millones de pesos por la adquisición y reparación de la estructura pasa a mano de la Compañía Chilena de Distribución Eléctrica Quinta Región S.A. (Chilquinta) encargada de distribuir el servicio de electricidad en la región. La reparación consistió en el refuerzo mediante planchas soldadas al oxígeno fusionando los elementos en las uniones entre columnas y vigas. Además de la adición de diagonales en las ventanas de la fachada y la reparación de los elementos de albañilería de esta. A continuación se muestran algunas de las reparaciones al edificio en el año 1990 [4].



Fotografía 1.2- Planchas de refuerzo en unión viga columna.



Fotografía 1.3- Planchas soldadas a perfiles de acero.



Fotografía 1.4 - Edificio Huckle en el año 2000 y diagonal de refuerzo (Fuente: Diario el Mercurio de Valparaíso).

- **Terremoto de 2010**

El 27 de febrero del año 2010 otro evento sísmico sacudió nuevamente la zona de Valparaíso y al edificio Huckle inhabilitándolo nuevamente por diversos daños en sus fachadas, elementos interiores y contenido de la estructura provocados por los altos desplazamientos y aceleraciones que experimentó. Esto obligó a la empresa buscar otro lugar para seguir entregando el servicio mientras se decidía que hacer con la estructura. Algunos de los daños provocados por el sismo se muestran en las siguientes fotografías donde se aprecian los daños en la albañilería perimetral [5].



Fotografía 1.5 y 1.6 - Edificio Huckle en el año 2010 post terremoto (Fuente: Pagina virtual Radio Biobío).

El gran gasto en arriendo y adquisición de otro edificio para ubicar las dependencias de la empresa fueron lo que provocó que esta invirtiera en un nuevo proyecto de rehabilitación para su posterior venta. Este consistió en refuerzos estructurales interiores de acero unidos a las diferentes fachadas del edificio los que se muestran a continuación.



Fotografía 1.7- Refuerzos estructurales del segundo piso, fachada este.

En el año 2012 la Universidad de Valparaíso con el afán de convertir la ex fábrica Huckle en el edificio para la Facultad de Ingeniería, firma el compromiso de compra, restauración y habilitación por alrededor de \$5200 millones de pesos, siendo necesario reinvertir en su recuperación debido a su alto valor patrimonial para luego realizar la venta de este [5].

## 1.2 Características de la estructura.

La estructura a pesar de su antigüedad mantiene casi la totalidad de sus elementos estructurales originales a los cuales se les han agregado elementos en cada rehabilitación. La estructura se compone principalmente de perfiles de acero laminado con rellenos de albañilería compuesta de ladrillos de greda. Los perfiles forman el esqueleto estructural del edificio unidos mediante remaches y la albañilería de relleno que forma parte de la fachada, patio interior y de los diferentes pisos de los niveles de la estructura. Debido a la procedencia de la estructura en donde no existen sismos de gran magnitud, su diseño no presenta una alta rigidez lateral.

A continuación se muestran las plantas actuales del edificio, subterráneo y sus cinco pisos identificando los refuerzos posteriores al terremoto del 2010, columnas y vigas de la estructura [6].



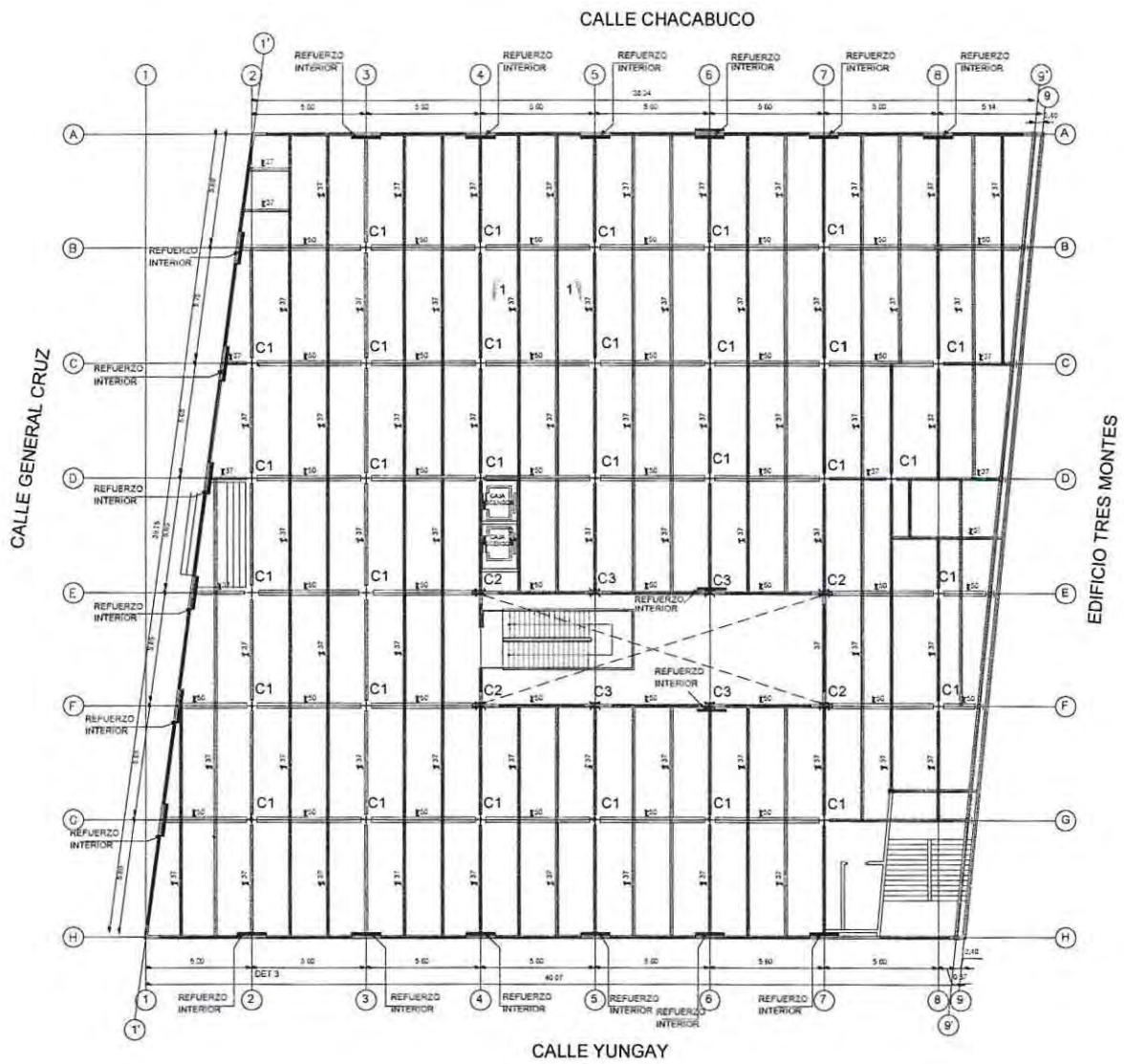


Figura 1.6 - Planta estructura primer piso.

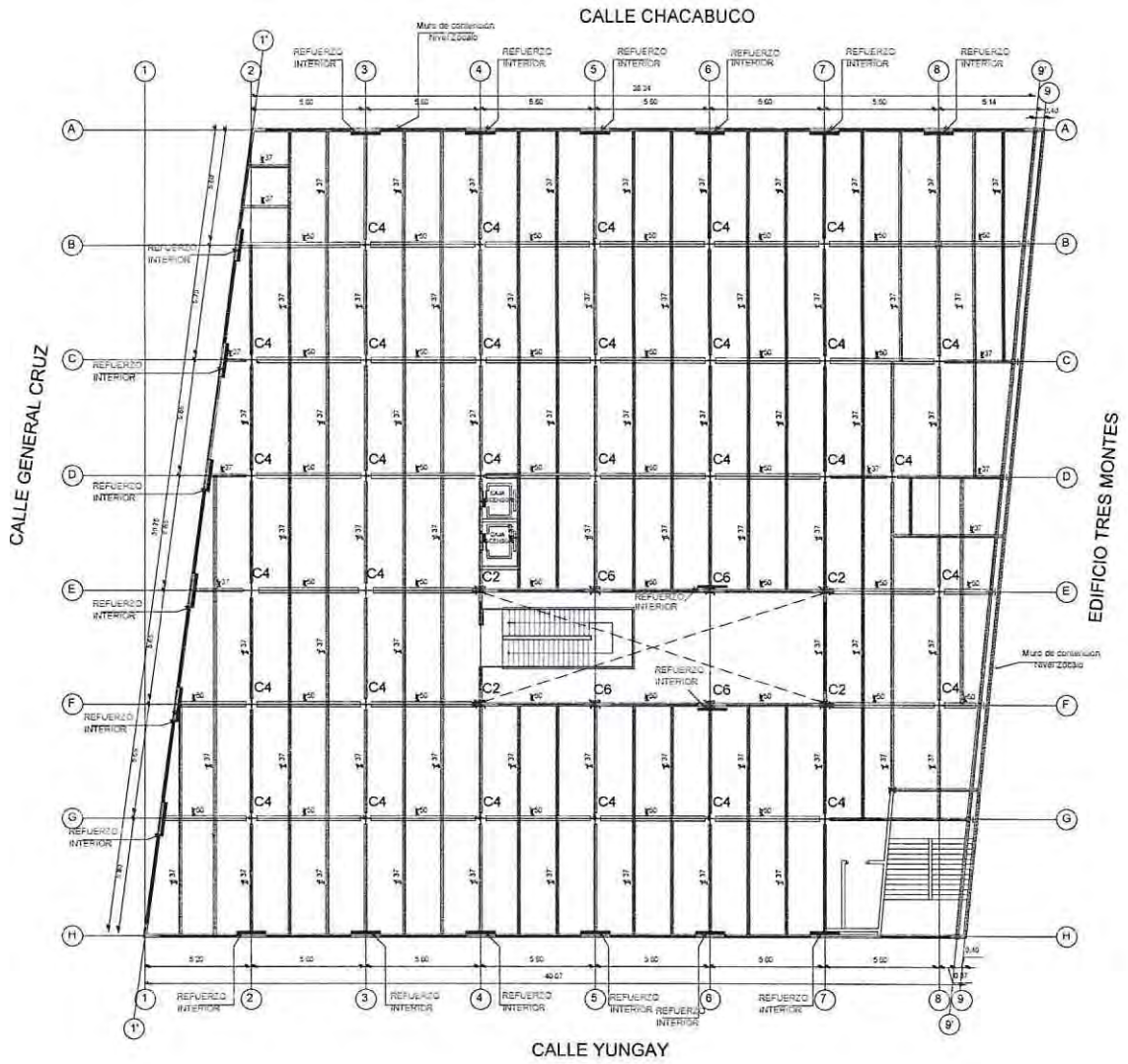


Figura 1.7- Planta estructura segundo piso.



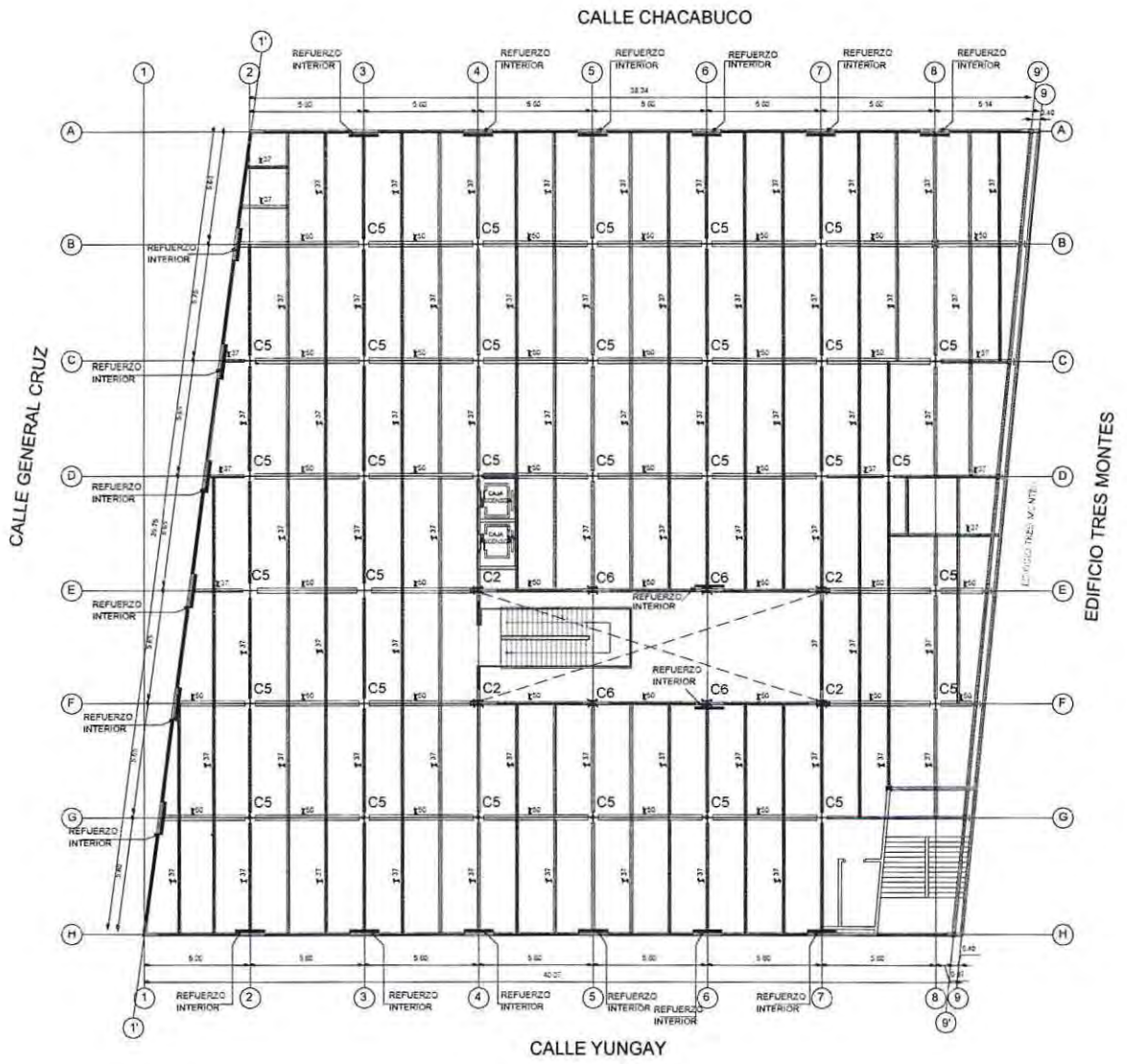


Figura 1.9 - Planta estructura cuarto piso.

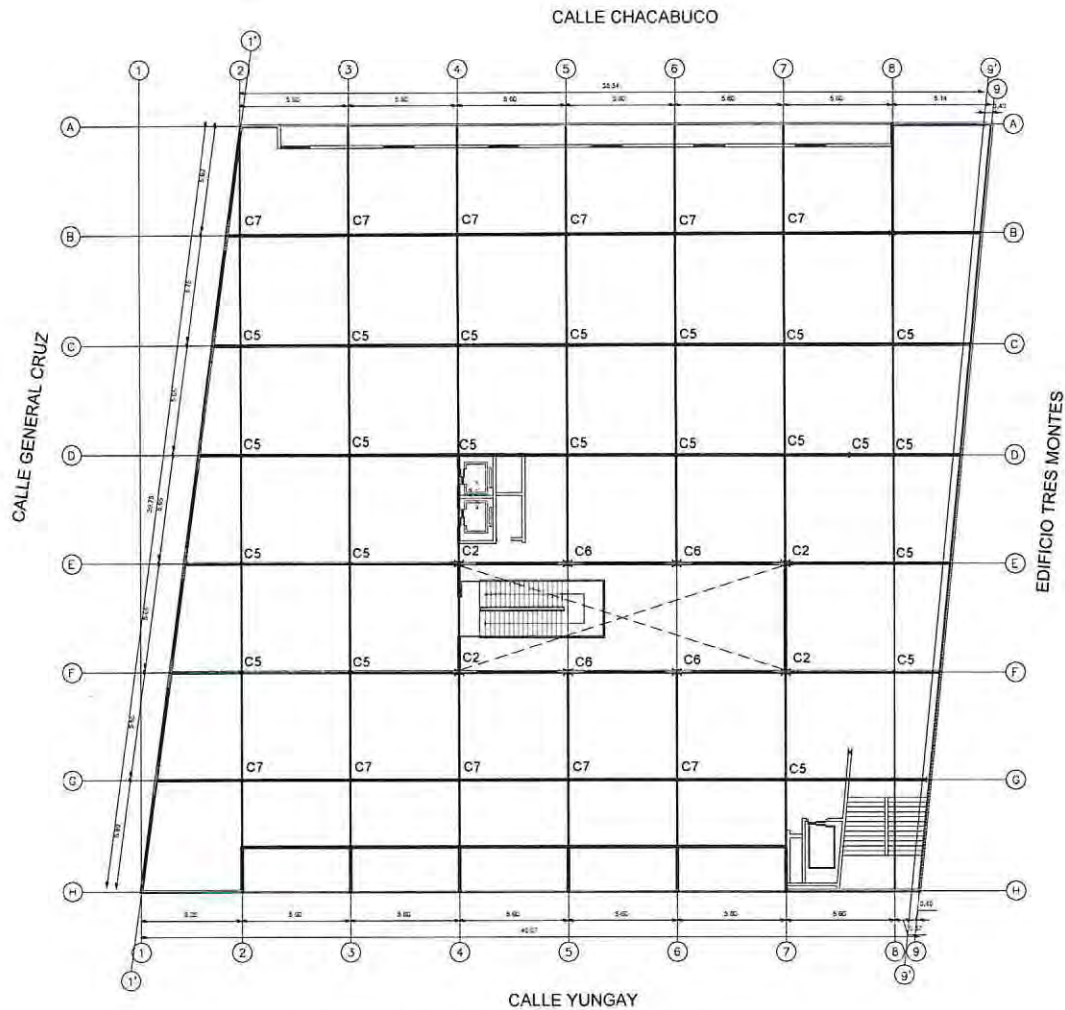


Figura 1.10 - Planta estructura quinto piso.

Como se muestra en las diferentes plantas, la estructura interior del edificio está organizada en base a una cuadrícula aproximada de 5,6 x 5,6 [m] presentando en el sentido nort-sur siete cuadrantes. Situación que se repite con similares cantidades en el sentido oriente-poniente que configuran una planta en forma romboidal de 40 x 40 [m] aproximadamente. Contando con un patio interior, donde se encuentra una escalera que comunica los diferentes niveles. Las alturas entre pisos se muestran en Tabla 1.1 a continuación.

Tabla 1.1 - Alturas entre piso.

Nivel	Altura [m]
Subterráneo	4,55
Primer piso	4,75
Segundo piso	4,25
Tercer piso	4,25
Cuarto piso	4,25
Quinto piso	1 a 5

La altura máxima de la estructura es de 24 [m] aproximadamente sobre nivel de calle, teniendo en cuenta que el quinto piso presenta una altura variable de 1 a 5 [m]. Esta diferencia de altura es por la característica de entretecho que presenta el último nivel por ser una cubierta liviana en forma triangular, como se muestra en la Fotografía 1.8.



Fotografía 1.8 – Vista quinto piso.

### 1.2.1 Sistema estructural interior.

El sistema gravitacional de la estructura se compone de vigas secundarias doble T (I37) distanciadas a 1,9 [m], estas se apoyan en las vigas principales doble T (I50) que sólo van en sentido oriente-poniente distanciadas entre sí a 5,6 [m] en promedio, ambas unidas mediante planchas remachadas. Esto se repite en todos los pisos a excepción del quinto nivel donde se presentan un entramado de elementos de acero de menor tamaño, convirtiéndose en una techumbre liviana. La Tabla 1.2 detalla la sección de cada viga y su ubicación.

Tabla 1.2 - Sección y ubicación de vigas.

Viga	Sección [mm]	Pisos
I 37	370x140x10	-1, 1, 2, 3, 4
I 50	500x200x25	-1, 1, 2, 3, 4

A continuación en Figura 1.10 se muestra un esquema de la configuración de las vigas principales y secundarias, además de la Fotografía 1.8 de la conexión que existe entre ellas.

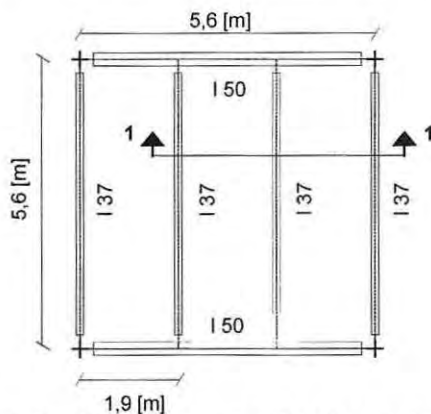


Figura 1.11 - Modulo de vigas principales y secundarias.



Fotografía 1.9 – Conexión entre vigas.

Las vigas principales en el subterráneo (-1°), 1°, 2°, 3° y 4° piso se conectan a columnas cruciformes compuestas por cuatro ángulos unidos mediante planchas y remaches como se muestra en las Fotografía 1.8, 1.9 y 1.10, permitiendo que los ángulos trabajen en conjunto.



Fotografía 1.10, 1.11 y 1.12 – Unión de columnas cruciformes interiores.

Las columnas cambian de sección a medida que van atravesando los diferentes pisos de la estructura uniéndose mediante empalmes con planchas remachadas.

Además de las columnas cruciformes se encuentran tres tipos de columnas formadas por perfiles canal las que se encargan de formar el patio interior de la estructura y los pisos superiores en los ejes E y F mostrados en las diferentes plantas de la estructura. Estas al igual que las cruciformes se unen mediante remaches en cada nivel.

En Tabla 1.3 se identifican las secciones de las diferentes columnas y su ubicación de acuerdo a los planos mostrados en las Figuras 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 1.10.

Tabla 1.3 - Sección y ubicación de columnas.

Columna	Sección [mm]	Pisos
C1	4L 160x160x10	-1, 1
C2	IC 240x85x10	-1, 1, 2, 3, 4, 5
C3	IC 220x80x10	-1, 1
C4	4L 140x140x10	2
C5	4L 130x130x10	3, 4, 5
C6	IC180x70x10	2, 3, 4, 5
C7	2L130x130x10	5

En cuanto a los entrepisos estos se componen de bovedillas de ladrillo desde el subterráneo hasta al cuarto piso. Ubicándose entre las vigas secundarias (I37) a 1,9 metros aproximadamente como se muestra en la Figura 1.11. Este sistema se conoce como bovedillas prusianas utilizadas en Alemania en construcciones fabriles, especialmente hacia finales del siglo XIX. Compuestas por ladrillos en forma de arco y relleno de hormigón sin presentar armadura de acero en ella, por lo que no se considera una losa como tal. En Figura 1.12 se muestra la sección transversal de las bovedillas de ladrillo, Corte 1-1 de Figura 1.11 respectivamente, junto con Fotografía 1.13 de una vista general del sistema de bovedilla del segundo piso.

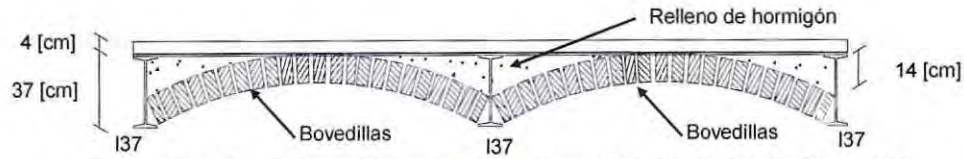


Figura 1.12 - Detalle bovedillas entre vigas secundarias. Corte 1-1 de Figura 1.11.



Fotografía 1.13 – Sistema de bovedillas.

### 1.2.2 Sistema estructural exterior y patio interno.

El perímetro exterior de la estructura presenta similar configuración en las fachadas Norte, Este y Sur formadas por perfiles de acero unidos mediante placas remachadas que junto a la albañilería forman los pilares exteriores y entre estos las ventanas y antepechos como se observa en las Figuras 1.13 y 1.14 [6].

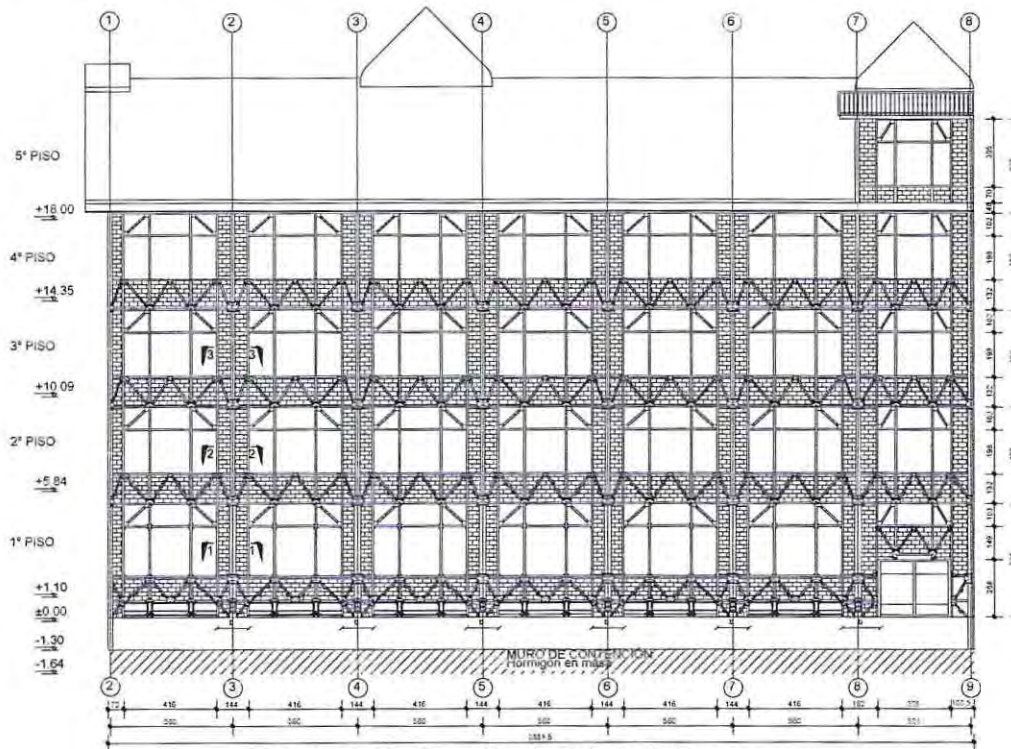


Figura 1.13 - Elevación eje H, fachada Norte.

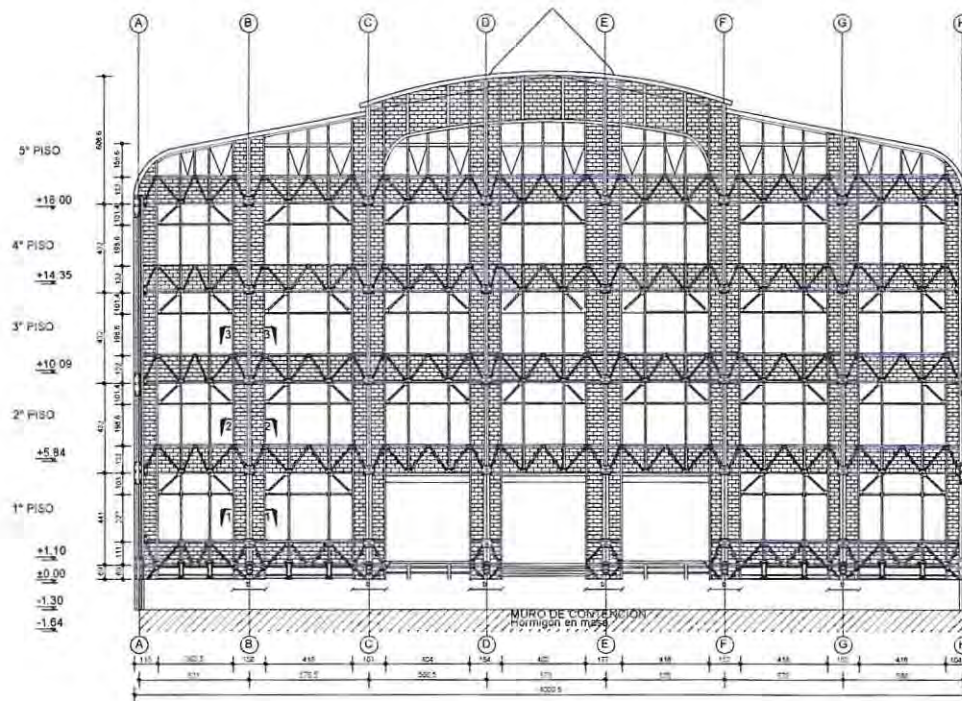


Figura 1.14 - Elevación eje 1', fachada Este.

En el perímetro exterior de la estructura, correspondientes a las fachadas Norte y Este mostradas en las Figuras 1.13 y 1.14. Se ubican pilares que atraviesan todos los niveles del edificio, siguiendo la distribución modular interior. Estos pilares están formados por tres perfiles doble canal entre los cuales se encuentra un relleno de albañilería compuesta por ladrillos de arcilla, como se aprecia en el esquema de la Figura 1.15.

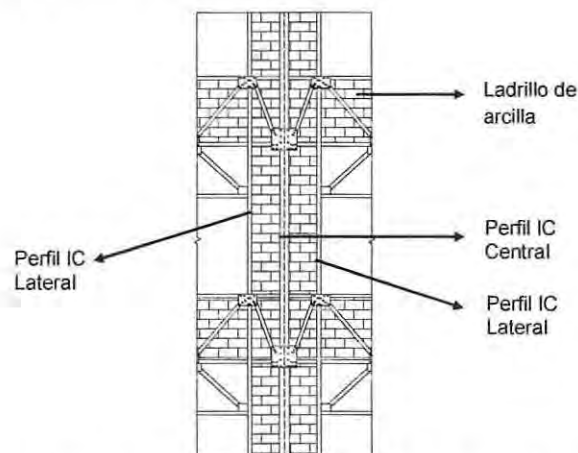


Figura 1.15 - Pilar periférico tipo fachadas Norte, Este y Sur.

Los módulos que forman los pilares periféricos van cambiando en cuanto a la sección del perfil central con la altura. Estas configuraciones se muestran en las Figuras 1.16, 1.17, 1.18 que representan los cortes 1-1, 2-2 y 3-3 de las Figuras 1.13 y 1.14 [6].

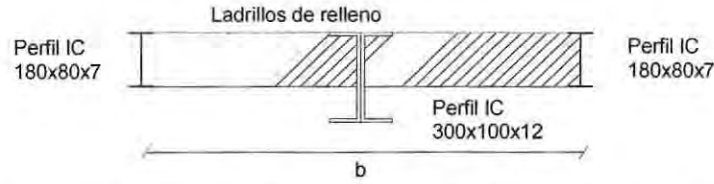


Figura 1.16 - Corte 1-1 plano de elevación Figura 1.12, configuración 1° piso.

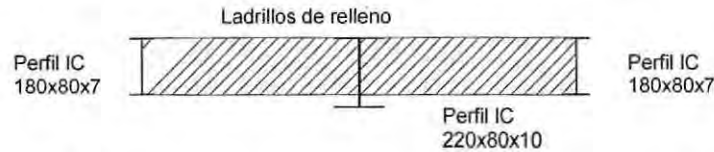


Figura 1.17 - Corte 2-2 planos de elevación Figura 1.12, configuración 2° piso.

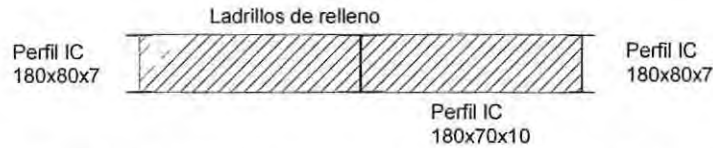


Figura 1.18 - Corte 3-3 planos de elevación Figura 1.12, configuración del 3° y 4° piso.

El ancho de los pilares de la fachada (b) indicado en la Figura 1.16 es de 1,44 [m] en las fachadas Norte y Sur, y de 1,66 [m] en la fachada Este. Los perfiles centrales que componen estos pilares también son parte de las columnas en las cuatro esquinas del edificio cambiando su sección de la misma forma a medida que se elevan por los diferentes pisos uniéndose mediante placas con remaches.

Entre los perfiles laterales que forman las columnas de fachada se ubican los ventanales y el entramado de vanos y antepechos compuestos también por perfiles de acero y relleno de albañilería que conforman la viga armada que se identifica en la Figura 1.19 a continuación.

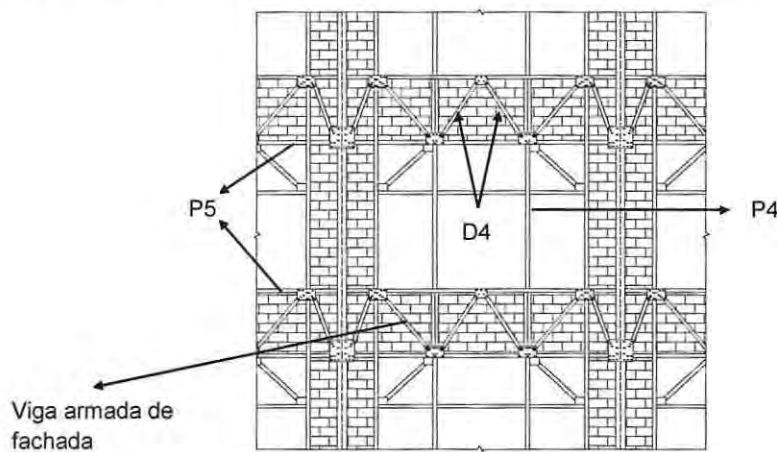


Figura 1.19 - Perfiles de ventanas y antepechos.

Las medidas de cada perfil identificado en la figura anterior se detallan en Tabla 1.4 a continuación.

Tabla 1.4 - Secciones perfiles modulo fachada.

Perfil	Sección [mm]
P4	DT 180X80X7
P5	C 180x80x7
D4	IC 180X80X7

La fachada Oeste que colinda con el edificio Tres Montes que conforma el eje 9, también se forma por perfiles de acero y albañilería de relleno pero con distinta configuración como se muestra en la Figura 1.20.

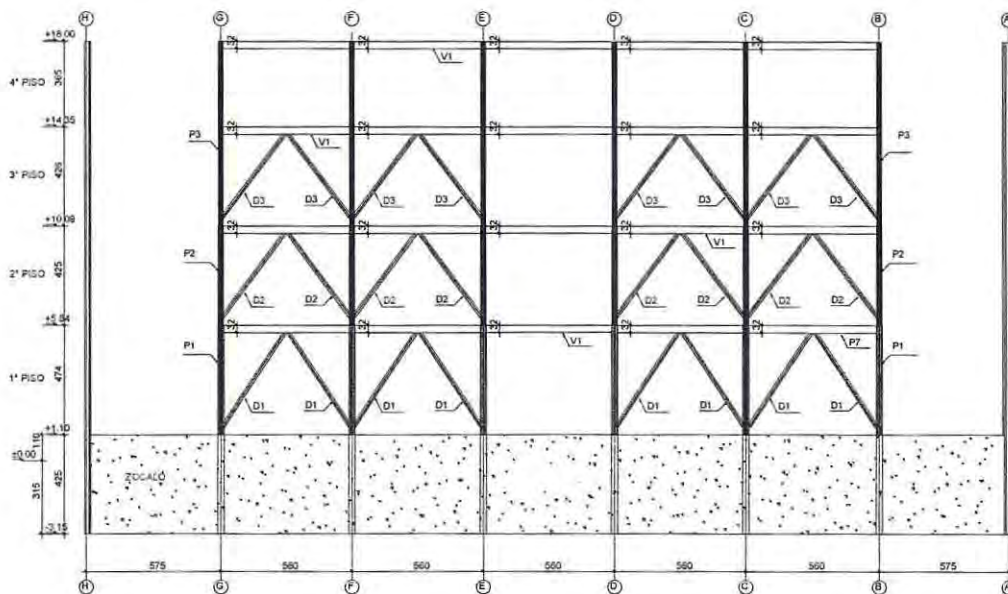


Figura 1.20 - Elevación eje 9', fachada Oeste.

En cuanto a la elevación Oeste, Figura 1.20. A continuación se detallan los perfiles identificados.

Tabla 1.5 - Perfiles elevación eje 9'.

Perfil	Sección [mm]
P1	IC 300x100x10x16
P2	IC 220x80x9x12,5
P3	IC 180x70x8x11
D1	IC 200x75x6
D2	IC 200x75x5
D3	IC 150x75x5
V1	DT 320x130x10

El subterráneo de la estructura presenta muros perimetrales de hormigón en masa encargado de soportar las cargas verticales provenientes de la estructura y las cargas laterales del terreno. Se desconoce cómo son las fundaciones de este muro al igual que las de los pilares que llegan a este nivel debido a la nula información en cuanto a planos y detalles constructivos de este nivel de la estructura. Por lo que se asume que las fundaciones presentan características de empotramiento tanto para el muro del subterráneo como para las columnas del mismo nivel.

En el nivel del subterráneo se forma el patio interior de la estructura por cuatro elevaciones que consisten en módulos similares a los de las fachadas en todos los pisos exceptuando el subterráneo, formando un área de 94 [m<sup>2</sup>]. A continuación se muestra la vista desde el interior del patio, correspondiente a la elevación 7 del plano de la Figura 1.5.



Fotografía 1.14 - Patio interior vista sur.

### **1.2.3 Refuerzo estructural post terremoto de Maule del 27 de febrero del 2010.**

El refuerzo construido luego del terremoto del 27 de febrero del 2010 consiste en 20 refuerzos estructurales ubicados por el interior del edificio, desde el primer al cuarto piso de forma continua. Su ubicación en planta se observa en los planos mostrados en las Figuras 1.5, 1.6, 1.7, 1.8 y 1.9. Seis de estos se ubican en los ejes perimetrales correspondientes al eje A, H y 1' mostrados en las plantas del edificio. Y dos refuerzos ubicados cada uno, en los ejes que forman el patio interior E y F respectivamente.

Cada refuerzo se compone de marcos con diagonales en X formados por perfiles tubulares rectangulares conectados entre sí por medio de placas y soldaduras como se muestra en Figura 1.21. Identificando cada perfil que lo conforma y el nivel en que se ubican. Junto con la Fotografía 1.15 del refuerzo ubicado en el primer nivel de la estructura [6].

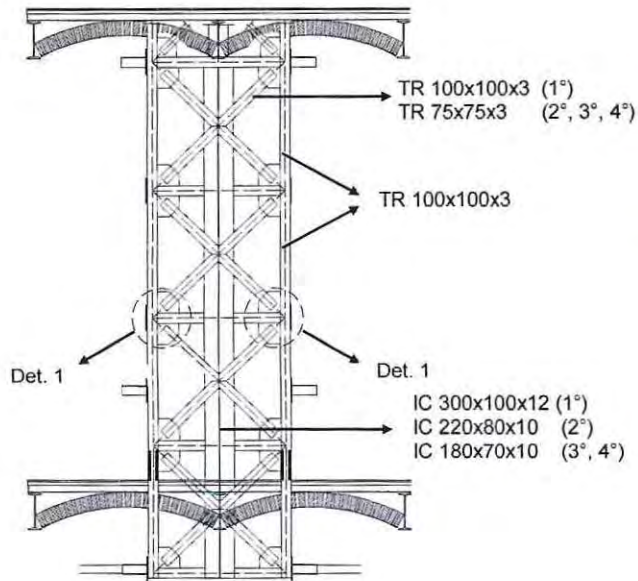


Figura 1.21 - Elevación tipo de refuerzo estructural.



Fotografía 1.15 - Refuerzo estructural primer piso.

Estos refuerzos se ubican paralelos a los pilares de la fachada distanciados a un promedio de 10[cm]. Conectándose a ellos por medio de placas de acero de 8 [mm] de espesor, unidas mediante soldadura al arco con electrodo E60 con una longitud de conexión promedio de 24 [cm] a los perfiles laterales IC 180x80x7 de las columnas de fachada identificadas en las Figuras 1.16, 1.17 y 1.18. A continuación se muestra en la Figura 1.22 el detalle número 1 de la elevación tipo del refuerzo estructural, Figura 1.21, junto a la Fotografía 1.16 de la conexión del refuerzo ubicado en el segundo piso de la estructura.

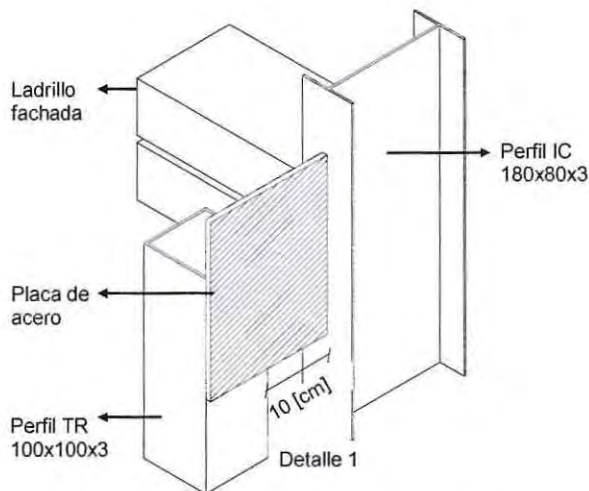


Figura 1.22 – Esquema conexión de placa de refuerzo con pilar de fachada.



Fotografía 1.16 - Conexión de refuerzo estructural en segundo nivel.

Cabe destacar que luego del terremoto de Coquimbo del 2015 se observó desprendimiento de elementos luminarios en el edificio Hucke los que fueron unidos a los elementos de acero originales con el mismo tipo de soldadura utilizada para unir los refuerzos del 2010. Lo que demuestra que no se produce una fusión de los elementos que se unen como es el caso de la soldadura al oxígeno utilizada para unir las planchas de refuerzo a las columnas internas mostradas en Fotografía 1.17. Teniendo en cuenta que por la época de la estructura, el acero no se elaboraba para ser soldado mediante la técnica del arco. A continuación se muestran ambos tipos de soldadura al oxígeno y al arco en dos elementos de la estructura.



Fotografía 1.17 – Soldadura al oxígeno en planchas.



Fotografía 1.18 – Soldadura al arco en refuerzos.

Una de las características principales del refuerzo es que no presenta empotramiento a la base de la estructura a nivel del subterráneo, conectándose solo mediante las mismas placas de unión utilizadas en los pisos superiores. Esto se da cuenta en las Fotografías 1.19 y 1.20 tomadas de las fachadas Norte y Sur de la estructura mostradas a continuación.



Fotografía 1.19 - Conexión de refuerzo en subterráneo Norte



Fotografía 1.20 - Conexión de refuerzo en subterráneo fachada Sur

## CAPITULO II

### 2. Identificación de la estructura resistente actual.

Se busca identificar la estructura resistente actual del edificio Hucke, ya que no todos los elementos que se ven a simple vista se pueden considerar como parte de la estructura resistente si es que no cumplen con las normas respectivas.

De acuerdo al anexo A de la norma NCh433Of.1996 Modificada en 2009 "Diseño sísmico de edificios" se define como "refuerzo", la recuperación estructural de una estructura con o sin daño mediante la modificación de las características de esta de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original. Siendo posible modificar resistencia, rigidez, ductilidad, masa y sistema de fundaciones. Teniendo en cuenta esto es que se debe determinar la condición actual que presenta el edificio Hucke para poder desarrollar un modelo representativo de la estructura para su posterior rehabilitación o "refuerzo" adecuado [7].

Como se describió en el capítulo anterior, el edificio patrimonial ha sido reparado y reforzado luego de la acción de dos terremotos, agregando diferentes elementos estructurales para cumplir con este objetivo. La adición de estos elementos puede cambiar el comportamiento dinámico de la estructura y los esfuerzos en ella. Si bien todos buscan mejorar el desempeño sísmico resistente de la estructura, es necesario verificar que no se sobrepasen las resistencias de otros elementos por la posible redistribución de esfuerzos provocados por los mismos refuerzos utilizados en cada rehabilitación.

En este capítulo se verifican que elementos se deben considerar en el modelo representativo de la estructura de acuerdo a un análisis sísmico, verificando las demandas de cada elemento considerado. Para esto se utiliza el programa de modelación de estructuras ETABS V15.1.0 y se realiza un análisis modal espectral de acuerdo a la norma NCh433Of.1996 Mod. 2009, considerando que la estructura original de uso industrial se adaptó para ser utilizada como un complejo universitario. De acuerdo a esto a continuación se detalla el proceso de modelación, análisis y verificación de la condición actual de la estructura.

## 2.1 Característica del modelo.

Considerando las características del edificio Hucke detalladas en Capítulo 1.2 se realiza un modelo del esqueleto de acero y elementos de albañilería verticales de las fachadas con los refuerzos estructurales del 2010.

En el modelo estructural se utiliza diafragma de piso en todos los niveles, los que no se conectan a los refuerzos estructurales construidos post terremoto del Maule del 2010, por la incorporación de estos mediante el corte del nivel de piso para su posterior ubicación.

Se modelan los 20 refuerzos estructurales existentes en la estructura incluyendo los que se encuentran en las elevaciones del patio interior.

No se incluye el peso del subterráneo en el peso sísmico de la estructura. Esto de acuerdo a la restricción lateral que este nivel presenta, de acuerdo a alta rigidez del muro que forma el subterráneo [7].

No se incluye la estructura del quinto piso por presentarse como un entretecho o techumbre liviana y presentar elementos que no cumplen una función sismo resistente. Aun así se incluye el peso tributario de este piso.

A continuación en Figura 2.1 se muestra el modelo en tres dimensiones del edificio Hucke.

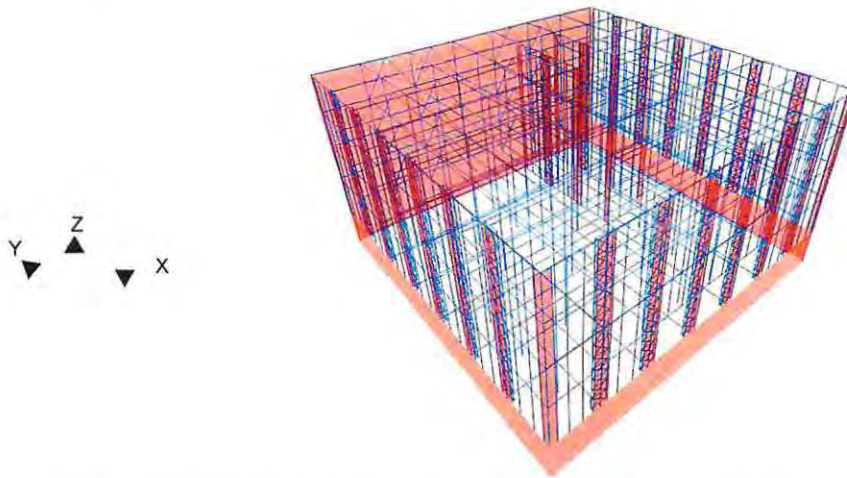


Figura 2.1 - Imagen en tres dimensiones del modelo estructural del edificio Hucke.

En Figura 2.2 se muestra la planta tipo del modelo identificando los ejes y el sistema de referencia utilizado. En Figura 2.3 se muestra el detalle de modelación de la unión del refuerzo con cada pilar de fachada, respetando la distancia de conexión entre los elementos establecida en 1.2.3.

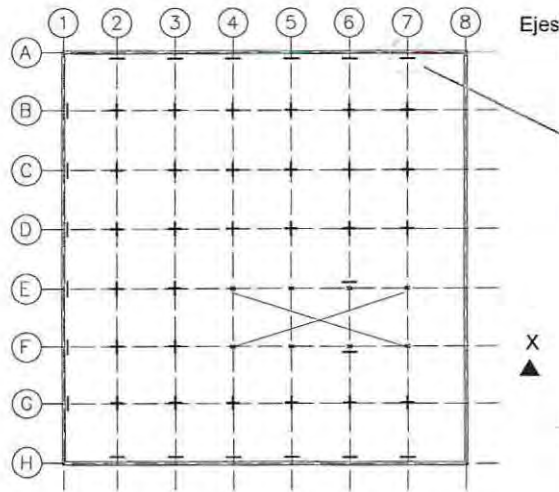


Figura 2.2 - Planta tipo de modelo estructural.

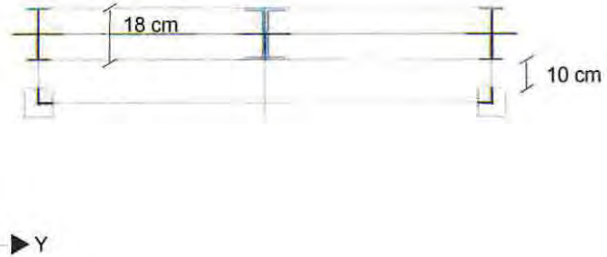


Figura 2.3 - Modelación de conexión del refuerzo con columna de fachada.

Para la modelación de los ejes interiores compuestos por las columnas cruciformes y vigas doble T, estos se modelan mediante unión rígida entre ambos elementos como se muestra en Figura 2.4.

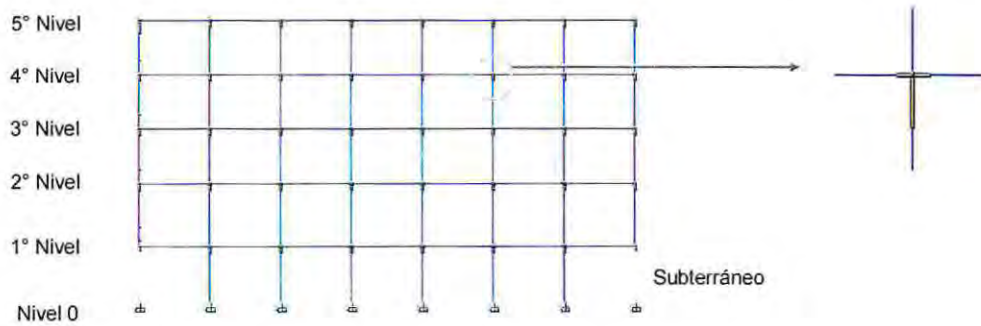


Figura 2.4 – Modelación de elevación interior tipo y unión viga columna.

Se considera este tipo de unión porque a pesar de que la conexión viga columna es al alma de la viga, sin unir las alas de esta. El perfil cruciforme de las columnas interiores es flexible en comparación con la viga, que mediante esta unión basta para que la columna desarrolle su resistencia. Esta diferencia de flexibilidad relativa se puede apreciar en la Figura 2.5 por la alta inercia que presenta el alma de la viga I50, con respecto a las columnas, llegando a presentar solo un 31% de la inercia de las vigas en los primeros pisos.

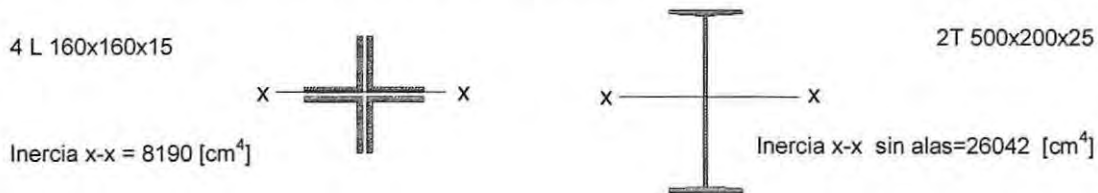


Figura 2.5 - Secciones columna cruciforme y viga principal.

Por este tipo de conexión es que la deformación producto de las solicitaciones laterales estaría concentrada en las columnas como doble curvatura. Para demostrar esto, se modela un marco simple con una relación de inercia similar a la que presentan las columnas y vigas interiores de la estructura, como se muestra en Figura 2.6 junto el esquema del mecanismo de deformación.



Figura 2.6 – Modelación y esquema de deformación de ejes interiores.

Para representar la viga que conecta los pilares principales de las fachadas y del patio interior identificada en Figura 1.19, se determina modelar los dos perfiles canal que se encuentran en la parte superior e inferior de esta como se indica en la Figura 2.7 y 2.8 correspondiente a la viga y al corte transversal de esta respectivamente, considerando la distancia existente entre los perfiles modelados.

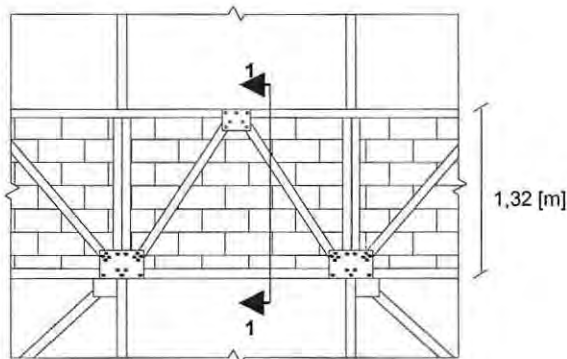


Figura 2.7 – Viga fachada.

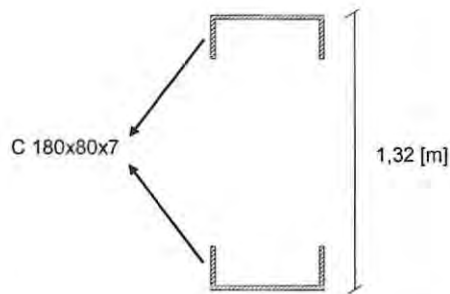


Figura 2.8 – Corte 1-1 sección transversal viga fachada.

## 2.2 Materialidad.

Debido a la antigüedad de la estructura no existen ensayos de los materiales originales que la componen, solo referencias históricas generales. Por esto la materialidad de los elementos son aproximaciones de acuerdo a la época en que fue construido y armado.

El acero de los perfiles originales que componen la estructura se considera como un acero al carbono A7 ya que por el año en que se fabricó la estructura es probable que se haya utilizado un tipo de acero similar a este. Por otra parte el refuerzo estructural y los elementos de acero agregados durante el tiempo son de acero ASTM A36 [6].

La albañilería presente en los pisos y en la fachada está compuesta de ladrillos de arcilla elaborados a mano (mnM) según especificaciones de NCh2123Of.97 "Albañilería confinada – Requisitos de diseño y cálculo" [8].

En cuanto al hormigón presente en los pisos de cada nivel de la estructura se considera un hormigón H-5 por la época en que fue construido y a los posibles materiales utilizados para el relleno de las bovedillas [4]. Los valores característicos de cada material utilizado en la modelación de la estructura se detallan en Tabla 2.1.

Tabla 2.1 – Valores característicos de los materiales utilizados en la modelación de la estructura.

	Peso específico $\gamma$ [kg/cm <sup>3</sup> ]	Módulo de elasticidad E [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de fluencia $\sigma_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Acero A7 y Acero ASTM A36	7800	2000000	2500

	Peso específico $\gamma$ [kg/cm <sup>3</sup> ]	Módulo de elasticidad E [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia básica de corte $\tau_m$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Albañilería mnM	1600	15000	2,5
Hormigón H-5	2400	34000	-

## 2.3 Análisis sísmico estructura resistente actual.

Para conocer el comportamiento y evaluar que elementos estructurales deben ser considerados en su condición actual, se realiza un análisis sísmico modal espectral de acuerdo a la norma NCh433 Of.1996. A continuación se presentan las solicitaciones, espectro de diseño y limitaciones del corte basal.

### 2.3.1 Solicitaciones.

#### 2.3.1.1 Cargas gravitacionales.

Para el análisis y modelación de la estructura se definen los estados de cargas correspondientes a las cargas gravitacionales de carga permanente y sobrecargas de uso. Obtenidas de la norma NCh1537Of.2009. "Diseño estructural de edificios-Cargas permanentes y sobrecargas de uso" [9].

La carga permanente (D) se define mediante Ecuación 2.1

$$D = g_{km} + g_{kt} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Con

$g_{km}$  : Carga permanente por material de piso.

$g_{kt}$  : Carga permanente por tabiquería.

Considerando que el sistema de piso se compone de albañilería de arcilla echa a mano y un relleno de hormigón h-5. Considerando un espesor total de 19 [cm] (5 cm de hormigón y 14 cm de ladrillo), la carga permanente por el material de piso  $g_{km}$ , queda definida mediante Ecuación 2.2.

$$g_{km} = \rho_{\text{ALBAÑILERÍA}} \cdot e_{\text{ALBAÑILERÍA}} + \rho_{\text{HORMIGÓN h-5}} \cdot e_{\text{HORMIGÓN h-5}} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

$$g_{km} = 1600 \cdot 0,14 + 2400 \cdot 0,05 = 344 \text{ [kg/m}^2 \text{]}$$

A esto se le suma el peso agregado de tabiquería y estucos obtenido del inciso 5.2 de [9], con un valor de  $g_{kt} = 100 \text{ [kg/m}^2\text{]}$ . Obteniendo un valor final de la carga permanente de  $444 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ .

$$D = g_{km} + g_{kt} = 344 + 100 = 444 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

De acuerdo a Tabla 3 "Sobrecargas de uso uniformemente distribuidas para pisos" se obtiene la sobrecarga (L) correspondiente a "escuela de clases con asientos móviles", con un valor de  $300 \text{ [kg/m}^2\text{]}$ . A continuación en Tabla 2.2 se muestran los valores totales de la carga permanente y sobrecarga de uso.

Tabla 2.2 - Valores de carga y sobrecarga utilizados.

Carga	Valor [kg/m <sup>2</sup> ]
Carga permanente (D)	444
Sobrecarga (L)	300

### 2.3.1.2 Cargas sísmicas.

Las cargas laterales serán impuestas en ambas direcciones ortogonales ( $E_y$ ,  $E_x$ ) de acuerdo al análisis modal espectral propuesto por [7] junto con el decreto N°61 donde se obtienen los parámetros necesarios para generar el espectro de diseño detallado en 2.3.2 [10].

### 2.3.1.3 Combinaciones de cargas.

Los elementos principales se verifican de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que el efecto de las cargas mayoradas de acuerdo a las siguientes combinaciones de cargas [7].

- Comb. 1:  $1,4 \cdot D$
- Comb. 2:  $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$
- Comb. 3:  $1,2 \cdot D + 1,0 \cdot L$
- Comb. 4:  $1,2 \cdot D + 1,0 \cdot L \pm 1,4 \cdot E_x$
- Comb. 5:  $1,2 \cdot D + 1,0 \cdot L \pm 1,4 \cdot E_y$
- Comb. 6:  $0,9 \cdot D \pm 1,4 \cdot E_x$
- Comb. 7:  $0,9 \cdot D \pm 1,4 \cdot E_y$

### 2.3.2 Espectro de diseño.

Para la construcción del espectro de diseño elástico el decreto N° 61 establece la Ecuación 2.3 para el cálculo de la pseudo aceleración ( $\delta_a$ ).

$$\delta_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

- Con
- S : Parámetro que depende del tipo de suelo.
  - $A_0$  : Aceleración efectiva máxima del suelo [ $\text{m/s}^2$ ]
  - R : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

- I : Coeficiente de importancia del edificio.
- $\alpha$  : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

El factor de amplificación  $\alpha$  se determina para cada modo de vibrar n mediante Ecuación 2.4.

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

- Con
- $T_n$  : Período de vibración del modo n.
- $T_o$  y p : Parámetros relativos al tipo de suelo.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos en el sector el Almendral, realizado el año 2012, por parte del Ingeniero Miguel Petersen y según las características establecidas en el decreto N°61 para la clasificación del suelo, el edificio Hucke se emplaza en un suelo tipo D. En Tabla 2.3 se definen los parámetros correspondientes al tipo de suelo [10].

Tabla 2.3 - Parámetros del tipo de suelo.

Tipo de suelo	S	$T_o$	$T'$	n	p
D	1,2	0,75	0,85	1,8	1

La categoría de ocupación del edificio es III, debido a que paso de ser un recinto industrial a una universidad, emplazado en la costa de la región de Valparaíso zona sísmica 3. De acuerdo a estas tres condiciones establecidas anteriormente, [7] establece los parámetros definidos en Tabla 2.4 para la construcción del espectro de diseño, considerando además los factores de modificación de respuesta R y  $R_o$  obtenidos para una estructura compuesta de pórticos con marcos corrientes de acuerdo a la composición del edificio Hucke.

Tabla 2.4 - Parámetros del espectro de diseño.

R	4
$R_o$	5
Aceleración efectiva ( $A_o/g$ )	0,4
Coeficiente de importancia (III)	1,2

Con los parámetros del tipo de suelo, zona sísmica y categoría de ocupación se construye el espectro elástico de diseño para la zona sísmica 3 y suelo tipo D mostrado en la Figura 2.9 [7], [10].

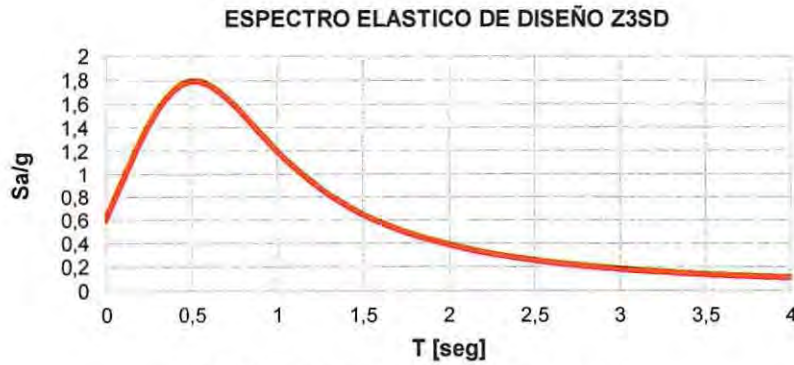


Figura 2.9 - Espectro elástico de diseño Z3SD.

### 2.3.3 Limitaciones corte basal.

Como lo determina [7] para el diseño y verificación de los elementos estructurales, se deben reducir los esfuerzos de corte basal elásticos según el factor de reducción  $R^*$  definido por Ecuación 2.5.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

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

El corte reducido se obtiene dividiendo el corte elástico por el factor de reducción definido por Ecuación 2.5. Este corte de diseño reducido no puede ser menor ni mayor al corte basal mínimo y máximo respectivamente, definidos por [7] y [10] mediante Ecuación 2.6 y 2.7.

$$\text{Corte mínimo} = \frac{S \cdot I \cdot A_o \cdot P}{6 \cdot g} = 10\% \text{ de } P \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$\text{Corte máximo} = \frac{0,55 \cdot S \cdot I \cdot A_o \cdot P}{g} = 32\% \text{ de } P \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Con  $P$  : Peso sísmico de la estructura definida como el 25% de la sobrecarga (L) y el 100% de la carga permanente total (D) como se indica en Ecuación 2.8 [7].

$$\text{Peso sísmico} = D + 0,25 \cdot L \quad \text{Ecuación 2.8}$$

## 2.4 Resultados del análisis.

### 2.4.1 Verificación de albañilería presente en las fachadas.

Como se indicó en el inciso 1.2 la albañilería presente en las fachadas se encuentra entre perfiles de acero, de acuerdo a esto, no es parte de los alcances de la norma NCh2123 Of.1997.

Los elementos de arcilla y el acero no trabajan de la misma forma que trabajaría una albañilería confinada mediante cadenas de hormigón, elementos con propiedades semejantes que permiten la compatibilidad de deformación que no presenta el conjunto arcilla - acero. Teniendo en cuenta que no existe una normativa sobre el diseño de la albañilería confinada mediante elementos de acero, se hace necesario verificar las demandas en estos elementos para considerarlos como elementos resistentes de la estructura.

Con el modelo de la estructura, espectro de diseño y las solicitaciones definidas se obtienen los períodos de los modos de mayor masa traslacional en la dirección X e Y, además de las reacciones en la base de la estructura detallados en Tabla 2.5 y 2.6.

Tabla 2.5 – Períodos traslacionales de estructura resistente actual considerando albañilería.

Dirección	Período natural [s]
X	0,64
Y	0,71

Tabla 2.6 - Reacciones en la base de estructura resistente actual considerando albañilería.

	Reacciones [ton]		
	Dirección X	Dirección Y	Dirección Z
Carga permanente (D)	0	0	4009
Sobrecarga (L)	0	0	2180
Corte elástico por sismo en X	4068	1200	0
Corte elástico por sismo en Y	1200	5180	0

De lo anterior se calcula el peso sísmico de la estructura de acuerdo a Ecuación 2.8.

$$\text{Peso sísmico} = D + 0,25 \cdot L = 4009 + 0,25 \cdot 2180 = 4554 \text{ [ton]}$$

Con los modos de vibrar y reacciones obtenidas, se determinan los factores de reducción  $R^*$  para el sismo en ambas dirección (X e Y), reduciendo ambos cortes elásticos, y verificando que se encuentren entre los límites de corte mínimo y máximo propuesto por [7].

Tabla 2.7 - Peso sísmico, Factor de reducción y corte reducido de estructura resistente actual considerando albañilería de fachada.

Peso sísmico [ton]	Eje	Factor de reducción $R^*$	Corte elástico [ton]	Relación corte elástico y peso estructura [%]	Corte reducido [ton]	Relación corte reducido y peso estructura [%]
4554	x	4,15	4068	89%	980	22%
	y	4,27	5180	114%	1214	27%

Con los cortes reducidos dentro de los límites de diseño de acuerdo a lo establecido en 2.3.3 mediante Ecuaciones 2.6 y 2.7, se obtienen los esfuerzos de corte en los elementos de albañilería de la fachada producidos por el sismo elástico en ambas direcciones [Sy, Sx].

A continuación en Figura 2.10 se muestra el diagrama de corte del eje A de la estructura identificando la tensión de corte mayor en los muros del primer nivel. Estos diagramas de corte son variables en los muros que tienen refuerzo estructural debido a la interacción que tienen estos con los muros de la fachada por la conexión que presentan.

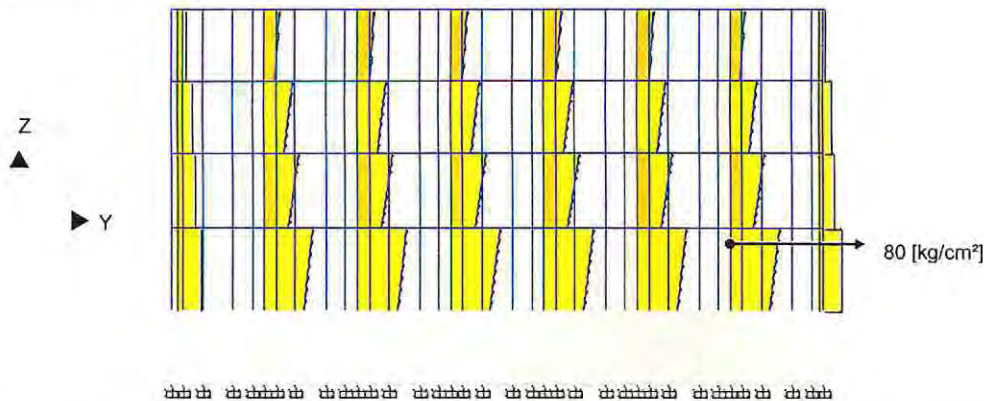


Figura 2.10 - Diagrama de corte en albañilería, eje A, condición actual (análisis modal espectral).

Como se observa en la Figura anterior la tensión máxima de corte es de 80 [kg/cm<sup>2</sup>] en los muros del primer nivel. Estos se comparan con la tensión básica al corte de la albañilería según [8].

$$\tau_m = 2,55 \text{ [kg/cm}^2 \text{]}$$

$$\tau_m < 80 \text{ [kg/cm}^2 \text{]}$$

Debido a esta demanda por corte, la albañilería presente en las fachadas solo se considera de relleno sin presentar la resistencia necesaria para las solicitaciones de diseño. Por esto en la modelación de la estructura estos elementos se dejan sin rigidez, manteniendo su peso específico respectivo.

Cabe destacar que durante la elaboración de este trabajo de título no se observaron grietas o fallas en los rellenos de albañilería durante el terremoto de Illapel del 16 de septiembre del 2015. Tampoco producto de las réplicas que alcanzaron una magnitud 7 en la escala de Mercalli las que solo provocaron desprendimiento de elementos de luminarias soldadas a los perfiles originales de la estructura.

Fue durante cuatro de estas réplicas donde se pudo medir el tiempo y la cantidad de oscilaciones percibidas en el 4° piso de la estructura. Esta medición se basó en tomar el tiempo en el instante en que el movimiento de la estructura fuese percibido, hasta que las oscilaciones de esta fueran decayendo, esto considerando que las réplicas mayormente son impulsos de corta duración por lo que el movimiento de la estructura continúa posterior al movimiento del suelo. Por esto la medición se realizó mediante cronometro durante 8 segundos contabilizando las oscilaciones percibidas. Promediando un período de oscilación de 0,6 segundos. Las cuatro réplicas medidas se percibieron en la dirección X definida para la modelación de la estructura, si bien la medición no presenta una alta exactitud por el factor humano, permite tener una idea del comportamiento y características de la estructura ante movimientos sísmicos reales.

## 2.4.2 Verificación de albañilería presente en sistema de piso.

Como se determinó en 2.4.1 la elección de no considerar en el modelo los elementos de albañilería de las fachadas, produce una disminución de rigidez lateral en ellas. Esta disminución de rigidez se debe a que los perfiles que presentan la fachada se utilizan para confinar la albañilería como se indicó en inciso 1.2 en vez de ser utilizados para dar rigidez lateral en la dirección de los ejes perimetrales respectivos.

Con esta disminución de rigidez se debe verificar si los elementos que componen los pisos tipo bovedilla en cada nivel presentan la resistencia necesaria para traspasar los esfuerzos de corte a los diferentes ejes para considerar el diafragma de piso en la modelación. Para determinarlo se obtienen los períodos traslacionales en ambas direcciones, reacciones en la base, factores de reducción y los cortes basales reducidos para la estructura resistente actual sin la rigidez de la albañilería presente en las fachadas los que se detallan en Tabla 2.8, 2.9 y 2.10.

Tabla 2.8 – Períodos de estructura resistente actual sin considerar rigidez de albañilería en fachadas.

Dirección	Período natural [s]
X	1,11
Y	1,14

Tabla 2.9 - Reacciones en la base de estructura resistente actual sin considerar rigidez de albañilería en fachadas.

	Reacciones [ton]		
	Dirección X	Dirección Y	Dirección Z
Carga permanente (D)	0	0	4009
Sobrecarga (L)	0	0	2180
Corte elástico por sismo en X	2790	1123	0
Corte elástico por sismo en Y	1123	3217	0

Tabla 2.10 - Factor de reducción y corte reducido de estructura resistente actual sin considerar rigidez de albañilería en fachadas.

Eje	Factor de reducción R*	Corte elástico [ton]	Relación corte elástico y peso estructura [%]	Corte reducido [ton]	Relación corte reducido y peso estructura [%]
x	4,77	2790	61%	585	13%
y	4,73	3217	71%	680	15%

Como se observa en Tabla 2.8 existe un cambio en los períodos traslacionales comparándolos con los definidos en Tabla 2.4 de la estructura considerando la rigidez de la albañilería. Pasando de períodos de los modos traslacionales de 0,7 a 1,1 segundos. En cuanto a los cortes elásticos de la estructura, estos disminuyen hasta en un 38%.

De acuerdo a los cortes reducidos de Tabla 2.10, ambos se encuentran dentro de los límites del corte mínimo y máximo que establece la norma NCh433 Of.1996. Por esto se considera estos como los cortes de diseño y se obtiene el diagrama de corte por nivel del eje A correspondiente a la fachada Sur de la estructura.

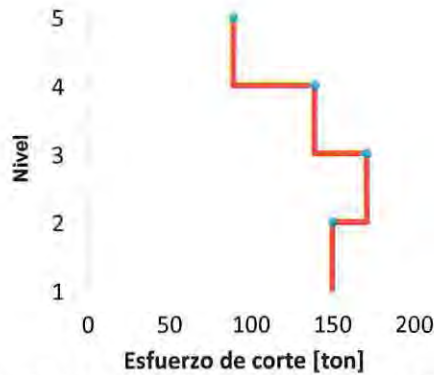


Figura 2.11 - Diagrama de corte por nivel del eje A.

De acuerdo a Figura 2.11 la diferencia máxima de corte se presenta en el cuarto nivel de 50 [ton]. La diferencia de esfuerzo solo puede traspasarse al eje perimetral mediante el sistema de bovedilla, ya que no existen otros elementos que puedan hacerlo. Por esto se verifica que el corte que debe transmitir el nivel de piso determinado mediante Ecuación 2.9 sea menor al corte admisible de la albañilería definido por Ecuación 2.10. No se considera la diferencia del primer nivel ya que en este el piso presenta un mayor espesor y relleno de hormigón en el sistema de bovedilla.

$$\tau_{\max} = \frac{\Delta V}{e \cdot L_{\text{piso}}} < \tau_{\text{adm}} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Con  
 $\Delta V$  : Diferencia de esfuerzo de corte [kg]  
 $L_{\text{piso}}$  : Largo de piso [cm]  
 $e_{\text{piso}}$  : Espesor de piso [cm]

$$\tau_{\text{adm}} = 0,35 \cdot \tau_m = 0,35 \cdot 2,55 = 0,89 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Con  
 $\tau_m$  : Tensión básica al corte de la albañilería definida en Tabla 2.1 [kg].

Considerando que el largo de piso y su espesor es de 4000 y 16 [cm], respectivamente.

$$\tau_{\max} = \frac{50000}{16 \cdot 4000} = 0,78 \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] < 0,89 \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \therefore \text{Cumple con la resistencia}$$

De acuerdo a esta estimación el sistema de bovedilla presenta la resistencia necesaria para considerar diafragma de piso en el modelo de la estructura resistente de la condición actual.

### 2.4.3 Verificación de influencia del refuerzo estructural.

De acuerdo al estudio visual de los refuerzos estructurales se hace necesario conocer la influencia real del refuerzo estructural construido posterior al terremoto del 2010 para su consideración en la estructura resistente actual. La razón de esto, es que no presentan empotramiento en la base de la estructura y que la flexibilidad de las uniones que presentan a los elementos de las fachadas originales y patio interior pueda no presentar una real influencia en el comportamiento sismo-resistente de la estructura.

Para esto se compara el modelo establecido en 2.4.1, con el mismo modelo de la estructura pero sin refuerzos en él. Obteniendo períodos, esfuerzos y desplazamientos en la dirección Y producidos por el sismo elástico definido por la norma NCh433 Of.1996. Se analiza esta dirección por presentar la mayor cantidad de refuerzos en esta dirección. Con esto se presenta en Tabla 2.11 con los valores correspondientes al período, y el corte elástico en la base obtenidos de la estructura con y sin refuerzo estructural.

Tabla 2.11 – Período y corte elástico en dirección Y de estructura con y sin refuerzo estructural.

	Período en Y [s]	Corte elástico [ton]
<b>Con refuerzo</b>	1,14	3217
<b>Sin refuerzo</b>	1,67	2367

Al comparar los períodos y cortes elásticos de ambos modelos se aprecia una rigidización en la estructura al considerar los refuerzos, pasando de un período de 1,7 a 1,1 [s] y un aumento del 27% en el corte elástico basal.

Para demostrar la redistribución de esfuerzos que ocurre al incorporar los refuerzos, en Figura 2.12 y 2.13 se muestran las plantas del segundo nivel de la estructura con y sin refuerzos estructurales, mostrando el porcentaje del corte total elástico del segundo nivel que recae en cada eje.

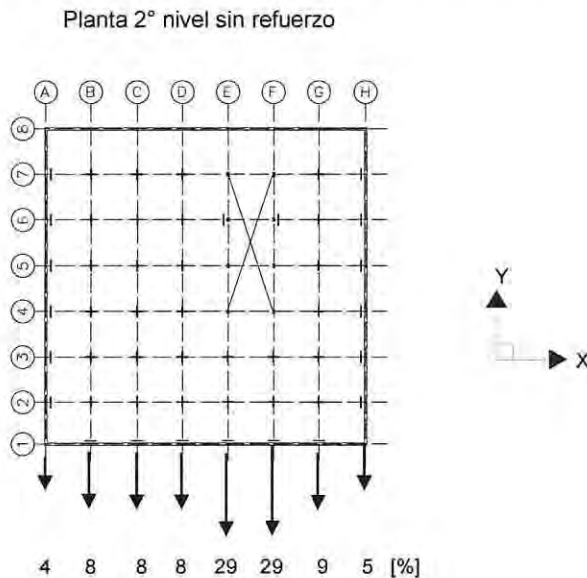


Figura 2.12 – Porcentaje de corte elástico por eje sin refuerzo.

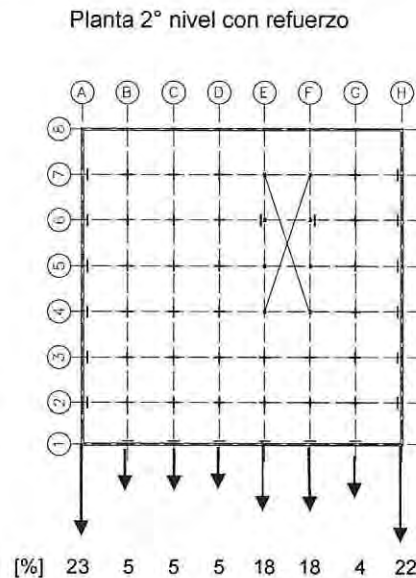


Figura 2.13 – Porcentaje de corte elástico por eje con refuerzo.

Como se observa en Figura 2.13, los ejes perimetrales presentan un aumento en el porcentaje de corte en relación con la estructura sin refuerzo representada por Figura 2.12. Con este aumento se produce a la vez una disminución del corte en los ejes interiores incluyendo los ejes que forman del patio interior (E y F).

Para observar la diferencia de los desplazamientos entre ambas estructuras se obtienen los desplazamientos en una de las columnas de la fachada del eje A, producidos por el sismo elástico en la dirección Y.

Los desplazamientos máximos ( $\Delta_{max}$ ) se presentan en la Figura 2.14 y 2.15 con un valor de 50 [cm] y 39 [cm] en la estructura sin y con refuerzo estructural respectivamente. Lo que representa una disminución del 22% del desplazamiento máximo.



Figura 2.14 - Deformada sin refuerzo estructural

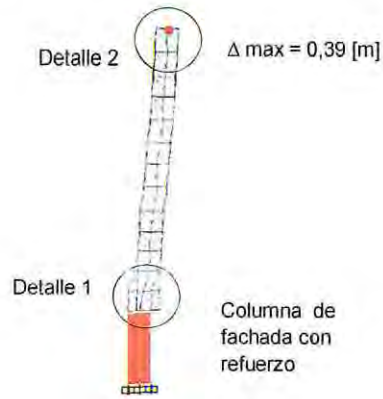
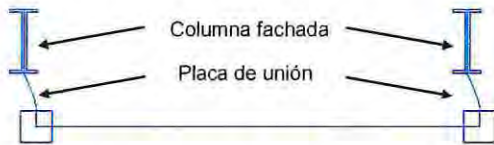


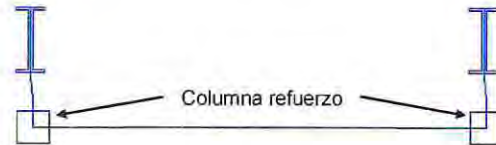
Figura 2.15 - Deformada con refuerzo estructural.

En cuanto al trabajo en conjunto del refuerzo y la columna perimetral se observa en la Figura 2.15 que el refuerzo desde el nivel 2 tiene el mismo desplazamiento que la columna de fachada, no así en el primer nivel donde existe una diferencia entre ambos elementos de 90 [mm] debido a que el refuerzo no está empotrado al muro del subterráneo como lo están los perfiles de acero que forman la columna de fachada. Lo anterior se puede apreciar en las Figuras 2.16 y 2.17 que muestra en planta la deformada de la placa de unión y el desplazamiento relativo entre el punto de conexión al pilar de fachada y el perfil tubular rectangular del refuerzo del primer y último nivel respectivamente.



$\Delta$  Relativo primer nivel = 90 [mm]

Figura 2.16 - Esquema deformación placa de unión, Detalle 1



$\Delta$  Relativo último nivel = 2 [mm]

Figura 2.17 - Esquema deformación placa de unión, Detalle 2.

Este desplazamiento relativo es producido por el corte que debe traspasar la placa, el que se verifica en el capítulo 2.4.4.

Por último se comparan los desplazamientos relativos máximos de entrepiso de ambas estructuras por nivel debido al sismo reducido respectivo, obteniendo los valores mostrados en las Figura 2.18 y 2.19.

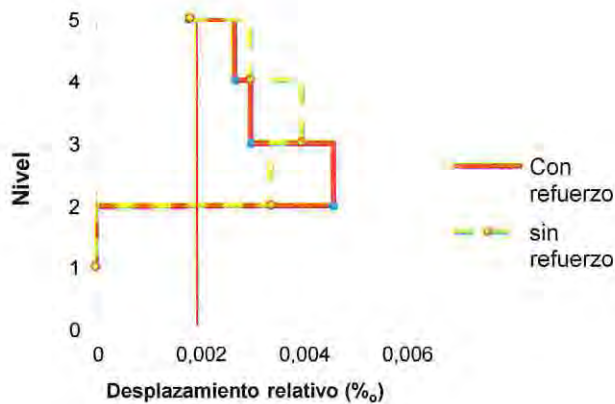


Figura 2.18 - Desplazamientos relativos entrespisos en dirección X con y sin refuerzo.

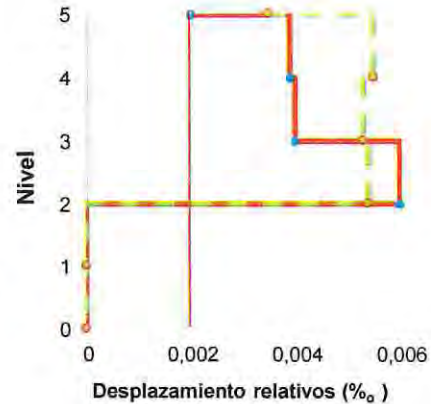


Figura 2.19 - Desplazamientos relativos entrespisos en dirección Y con y sin refuerzo.

Como se aprecia en ambos gráficos en los niveles 3, 4 y 5 los desplazamientos relativos entrespisos disminuyen en la estructura con refuerzo estructural. Esta disminución representa hasta el 40% en la dirección Y. Aun así los desplazamientos de entrepiso medidos en el centro de masa de tres de cinco niveles superan el 2% que es el desplazamiento entrespisos máximo que exige la norma NCh433Of.96 Mod.2009.

De acuerdo a los resultados obtenidos en este capítulo, los refuerzos estructurales tienen influencia en el comportamiento sísmico de la estructura, por lo que se hace necesario verificar si todos los elementos de acero considerados en el modelo estructural actual incluidos estos, presentan la resistencia adecuada.

## 2.4.4 Verificación elementos estructurales de acero.

Con los cortes de diseño definidos en Tabla 2.10 se procede a verificar el diseño de los elementos de acero más solicitados de acuerdo al código AISC360-10 "Specification for structural Steel buildings" y las disposiciones de Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD), cumpliendo los requisitos de esta especificación cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida, determinada de acuerdo a las combinaciones de carga LRFD. Como lo indica la Ecuación 2.11 [11].

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

Ecuación 2.11

Con

- $R_u$  : Resistencia requerida (LRFD)
- $R_n$  : Resistencia nominal según verificación correspondiente.
- $\phi$  : Factor de resistencia según verificación correspondiente.
- $\phi \cdot R_n$  : Resistencia de diseño.

A continuación se verifican los siguientes elementos más solicitados de la estructura considerando las propiedades definidas en Tabla 2.1.

- Columna interior cruciforme - Viga interior principal - Refuerzo estructural - Columna de fachada - Viga de fachada.

### 2.4.4.1 Verificación de columnas internas.

La columna interior más solicitada es la que se ubica en el primer nivel en la intersección entre los ejes B y 2. Para la verificación se considera el análisis por flexo-compresión y corte de acuerdo a las cargas establecidas a continuación.

$$P_u=138 \text{ [ton]} ; V_u=12 \text{ [ton]} ; M_u=19 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

A continuación en Tabla 2.12 se muestra la sección transversal de la columna cruciforme con las propiedades geométricas respectivas y el largo de la columna (L). Además de fotografía de la columna cruciforme a verificar.

Tabla 2.12 – Propiedades del perfil de columna interior cruciforme.

Perfil	4L 160x160x15
h	16 [cm]
b	16 [cm]
e	1,5 [cm]
s	1,2 [cm]
Área	183 [cm <sup>2</sup> ]
I <sub>xx</sub> = I <sub>yy</sub>	9323 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>x</sub> = W <sub>y</sub>	1306 [cm <sup>3</sup> ]
Z <sub>x</sub> = Z <sub>y</sub>	943 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub> = r <sub>y</sub>	7,14 [cm]
L	382 [cm]

- **Verificación por compresión.**

De acuerdo a la sección E de la AISC360 se verifican los estados límites de pandeo local y pandeo por flexión, en este caso no rige el pandeo flexo-torsional por la geometría del perfil.

**Pandeo local**

Para los elementos no atiesados formados por ángulos (alma) el límite de esbeltez se define mediante Ecuación 2.12 y la razón ancho-espesor definida por Ecuación 2.13.

$$\lambda_r = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 0,45 \cdot \sqrt{800} = 13 \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{14,5}{1,5} = 9,7 \quad \text{Ecuación 2.13}$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$  Alma no esbelta

**Pandeo por flexión.**

La determinación de la resistencia de compresión se realiza de acuerdo a capítulo E de la AISC360-10 mediante Ecuación 2.14.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Con:

$F_{cr}$  : Tensión crítica ( $\text{kg/cm}^2$ )

La tensión crítica por pandeo se determina de acuerdo a la esbeltez que presenta la columna ( $\lambda$ ) y del límite de esbeltez ( $\lambda_r$ ) mediante Ecuación 2.15 o 2.16 correspondiente al pandeo inelástico y elástico respectivamente dependiendo del caso.

$$\text{Si } \frac{K \cdot L}{r} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; (\lambda < \lambda_r) \rightarrow F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y \quad \text{Ecuación 2.15}$$

$$\text{Si } \frac{K \cdot L}{r} > 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; (\lambda > \lambda_r) \rightarrow F_{cr} = 0,877 \cdot F_e \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Con

K : Factor de longitud efectiva.

$F_e$  : Tensión de pandeo crítico de Euler [ $\text{kg/cm}^2$ ] definida mediante Ecuación 2.17.

r : Radio de giro en el eje más desfavorable [cm].

L : Longitud no arriostrada lateralmente [cm].

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Por ser una columna armada se considera la esbeltez modificada de la columna mediante Ecuación 2.18 según AISC360-10 y se compara con la esbeltez límite  $\lambda_r$ .

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

Ecuación 2.18

Con

- a : Distancia entre conectores, 120 [cm].
- $r_i$  : Radio de giro mínimo del componente individual, 3,15 [cm].
- L : Longitud sin arrostamiento lateral del elemento, 382 [cm].
- r : Radio de giro (el menor entre  $r_x$  y  $r_y$ ) [cm].

Se determina esbeltez límite mediante Ecuación 2.19.

$$\lambda_r = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 4,71 \cdot \sqrt{800} = 133$$

Ecuación 2.19

Se determina el valor de esbeltez modificada considerando  $K=1$  de acuerdo a los apoyos de la columna mediante Ecuación 2.18.

$$\lambda_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{1 \cdot 382}{7,14}\right)^2 + \left(\frac{120}{3,15}\right)^2} = \sqrt{(53,5)^2 + (38,09)^2} = \sqrt{2862 + 1451} = 66$$

$\lambda_m < \lambda_r$  ∴ se aplica la ecuación del rango inelástico

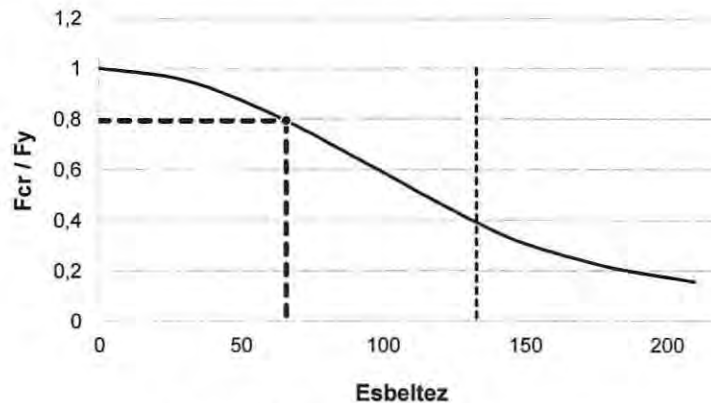


Figura 2.20 – Esbeltez columna cruciforme.

Se obtiene la tensión de pandeo crítico  $F_e$  y la tensión crítica  $F_{cr}$  por Ecuación 2.17 y 2.15.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{66^2} = \frac{19739209}{4356} = 4532 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 0,658 \frac{2500}{4532} \cdot 2300 = 0,658^{0,552} \cdot 2500 = 1984 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con la tensión crítica se determina la resistencia nominal por Ecuación 2.14.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 1984 \cdot 187 = 372000 \text{ [kg]} \approx 372 \text{ [ton]}$$

Con la resistencia nominal se determina la resistencia de diseño con  $\phi=0,9$  y se verifica el pandeo por flexión.

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 372 \text{ [ton]} = 335 \text{ [ton]} \quad ; \quad P_u = 138 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \therefore \text{Cumple}$$

Con estos valores se determina la ecuación para la verificación por interacción de acuerdo a la razón entre la resistencia de diseño y la carga solicitada como se definen en Ecuación 2.20 y 2.21.

$$\text{Si } \frac{P_r}{\phi \cdot P_n} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación 2.20}$$

$$\text{Si } \frac{P_r}{\phi \cdot P_n} \leq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ecuación 2.21}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = 0,41 \therefore \text{Aplica ecuación } \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1 \text{ para esfuerzos combinados}$$

Con

$P_r = P_u$  : Resistencia a la compresión solicitada.

$P_c = \phi \cdot P_n$  : Resistencia a la compresión disponible.

$M_r = M_u$  : Resistencia a la flexión solicitada.

$M_c = \phi \cdot M_n$  : Resistencia a la flexión disponible.

- **Verificación por flexión.**

#### **Pandeo local.**

Para la verificación de pandeo local se definen los límites de esbeltez para el alma mediante Ecuación 2.22 y 2.23. Además se determina la razón ancho espesor del perfil mediante Ecuación 2.24 y se verifica el pandeo local.

$$\lambda_{pf} = 0,84 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,84 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 0,84 \cdot \sqrt{800} = 24 \quad \text{Ecuación 2.22}$$

$$\lambda_{rf} = 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,03 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,03 \cdot \sqrt{800} = 29 \quad \text{Ecuación 2.23}$$

$$\lambda = \frac{d}{t} = \frac{16}{3} = 5,3 \quad \text{Ecuación 2.24}$$

$$\lambda \leq \lambda_{pf} \therefore \text{no existe pandeo local}$$

## Volcamiento.

Para la verificación al volcamiento se determina los límites de longitud sin arriostrar de acuerdo a las especificaciones del AISC360-10, adoptando el menor valor entre los estados de momento plástico definido por Ecuación 2.25 y pandeo lateral torsional.

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad \text{Ecuación 2.25}$$

Con:  
 $Z_x$  : Modulo plástico [cm<sup>3</sup>].

$$M_p = 1326 \cdot 2500 = 3315000 \text{ [kg-cm]} \approx 33,15 \text{ [ton-m]}$$

Para el pandeo lateral torsional se determinan dos estados de acuerdo a la longitud de arrostramiento  $L_b$  mediante Ecuación 2.26 y 2.27.

$$\text{Si } L_b \leq L_p \rightarrow \text{El estado limite no aplica por lo que se asume } M_n = M_p \quad \text{Ecuación 2.26}$$

$$\text{Si } L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow M_n = C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Con  
 $L_p$  : Longitud arriostrado contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección determinado por Ecuación 2.28.  
 $L_r$  : Longitud limite sin arrostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico determinado por Ecuación 2.29 y 2.30 para determinar el radio de giro efectivo  $r_{ts}$ .

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o} + \sqrt{\frac{J \cdot c^2}{W_x \cdot h_o} + 6,76 \cdot \left( \frac{0,7 \cdot F_y}{E} \right)^2}} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot W_x} \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Con  
 $h_o$  : Distancia entre centroides de alas.

Teniendo en cuenta que el perfil no presenta alas, el valor de  $h_o$  se considera de 16 [cm] de acuerdo a las medidas del perfil.

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 7,14 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 353 \text{ [cm]}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot W_x} = \frac{9504 \cdot 16}{2 \cdot 572,6} = \frac{152064}{1145} = 132,8 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 \cdot 11,5 \cdot \frac{2,0 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 2500} \cdot \sqrt{\frac{138}{572,6 \cdot 16} + \sqrt{\left(\frac{138}{572,6 \cdot 16}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 2500}{2,0 \cdot 10^6}\right)^2}} = 4450[\text{cm}]$$

Con el largo sin arriostrar  $L_b = 382$  [cm], se utiliza Ecuación 2.27 para el pandeo inelástico por cumplir con la condición de  $L_p < L_b < L_r$ . Con un valor del factor de modificación por pandeo lateral-torsional  $C_b$  igual a 2,27 por presentar momentos en los extremos iguales, de signos opuestos de acuerdo a especificación de AISC360-10.

$$M_n = C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 2,27 \cdot \left( 33,2 - (33,2 - 0,7 \cdot 25000 \cdot 0,00057) \cdot \left( \frac{3,82 - 3,53}{44,5 - 3,53} \right) \right)$$

$$M_n = 2,27 \cdot \left( 33,2 - (9,98) \cdot \left( \frac{0,03}{40,9} \right) \right)$$

$$M_n = 2,27 \cdot (33,2 - 0,0007)$$

$$M_n = 2,27 \cdot (33,2) = 75 [\text{ton}\cdot\text{m}]$$

$$M_n > M_p$$

∴ Se adopta  $M_n = M_p$

Con esto se obtiene la resistencia de diseño de la columna y se verifica que esta cumpla con los requisitos de esfuerzos combinados.

$$M_{cx} = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 33,2 = 30 [\text{ton}\cdot\text{m}] \quad ; \quad M_u = 19 [\text{ton}\cdot\text{m}]$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

- **Interacción.**

De acuerdo a las demandas y resistencias nominales ya definidas se verifica el cumplimiento de la interacción de acuerdo a Ecuación 2.20.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) = \frac{138}{335} + \frac{8}{9} \cdot \frac{19}{30} = 0,41 + 0,56 = 0,97$$

$$0,97 \leq 1 \quad \therefore \text{Cumple}$$

- **Verificación por corte.**

Para la verificación por corte, se define la carga nominal mediante Ecuación 2.30 y se define la resistencia de diseño al corte mediante Ecuación 2.31 con  $\phi = 0,9$ .

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v \quad \text{Ecuación 2.30}$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Con

$A_w$  : Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma.

$C_v$  : Coeficiente de corte del alma determinado según Ecuación 2.32, 2.33 y 2.34 dependiendo del caso.

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y} \rightarrow C_v = 1 \quad \text{Ecuación 2.32}$$

$$\text{Si } 1,1 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y} \rightarrow C_v = \frac{1,1 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y}}{h / t_w} \quad \text{Ecuación 2.33}$$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \geq 1,37 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y} \rightarrow C_v = \frac{1,5 \cdot E \cdot K_v}{(h / t_w)^2 \cdot F_y} \quad \text{Ecuación 2.34}$$

Con

$h$  : Distancia libre entre alas [cm].

$t_w$  : Espesor del alma [cm].

$k_v$  : Coeficiente de pandeo por corte del alma considerado igual a 5 para almas sin atiesadores transversales y con  $(h / t_w) < 260$ .

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30,5}{1,5} = 20,3 < 1,1 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y} \rightarrow C_v = 1$$

Con esto se determina la resistencia nominal de la columna al corte y la resistencia de diseño de acuerdo a Ecuaciones 2.30 y 2.31.

$$V_n = 0,6 \cdot 2500 \cdot 186,6 \cdot 1 = 280 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n = 0,9 \cdot 280 = 252 \text{ [ton]} \quad ; \quad V_u = 12 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n > V_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

### 2.4.4.2 Verificación vigas principales interiores.

La viga interior más solicitada se ubica en el primer nivel de la estructura en el eje B limitada por los ejes 1 y 2 de la Figura 2.2. Para el análisis de esta viga se considera la verificación por flexión y corte de acuerdo al siguiente estado de cargas.

$$M_{u \text{ extremo con columna interior}}=24 \text{ [ton} \cdot \text{m]} ; M_{u \text{ extremo con columna periférica}}=52 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

$$M_{u \text{ centro}}=14 \text{ [ton} \cdot \text{m]} ; V_u=22 \text{ [ton]}$$

Teniendo en cuenta que la viga más solicitada presenta por un extremo una unión mediante el alma de la viga a la columna interior de la estructura (intersección de ejes B y 2). Mientras que en el otro extremo (intersección de ejes B y 1) se conecta a la columna periférica mediante una unión completa del perfil, ala y alma. Se determina la resistencia de diseño a flexión considerando solo el alma de la viga y para la sección transversal completa del perfil.

Como se indicó en 1.2.1 y se muestra en Figura 1.11, las vigas principales de la estructura 150 están arriostradas cada 1,9 metros aproximadamente mediante las vigas 137, distancia considerada como la longitud sin arriostrar para los cálculos correspondientes.

A continuación se muestra en la Tabla 2.13 la sección transversal de la viga con las propiedades geométricas respectivas y el largo total de la viga (L).

Tabla 2.13 – Propiedades del perfil viga interior principal (150).

Perfil	DT 500x200x25	
H	50 [cm]	
B	20 [cm]	
d	45 [cm]	
$t_w$	2,5 [cm]	
$t_f$	2,5 [cm]	
Área	212,5 [cm <sup>2</sup> ]	
$I_{xx}$	75443 [cm <sup>4</sup> ]	
$W_x$	4004 [cm <sup>3</sup> ]	
$Z_x$	3641 [cm <sup>3</sup> ]	
$r_x$	18,8 [cm]	
$I_{yy}$	3392 [cm <sup>4</sup> ]	
$W_y$	849 [cm <sup>3</sup> ]	
$Z_y$	570 [cm <sup>3</sup> ]	
$r_y$	3,9 [cm]	
$h_o$	47,5 [cm]	
J	455,7 [cm <sup>4</sup> ]	
L	560 [cm]	

- **Verificación por flexión**

**Pandeo local**

Para la verificación de pandeo local se definen los límites de esbeltez para el alma mediante Ecuación 2.35 y 2.36. Además se determina la razón ancho espesor del perfil con Ecuación 2.37 y se verifica el pandeo local.

$$\lambda_{pf} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 3,76 \cdot \sqrt{800} = 106 \quad \text{Ecuación 2.35}$$

$$\lambda_{rf} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 5,70 \cdot \sqrt{800} = 161 \quad \text{Ecuación 2.36}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{45}{2,5} = 18 \quad \text{Ecuación 2.37}$$

$\lambda < \lambda_{pf} \therefore$  no existe pandeo local

Se definen los límites de razón ancho-espesor para el ala mediante las Ecuaciones 2.38 y 2.39. Además se determina la razón ancho espesor del perfil con Ecuación 2.13 y se verifica el pandeo local.

$$\lambda_{pf} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 0,38 \cdot \sqrt{800} = 10,7 \quad \text{Ecuación 2.38}$$

$$\lambda_{rf} = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,0 \cdot \sqrt{800} = 28,3 \quad \text{Ecuación 2.39}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{10}{2,5} = 4$$

$\lambda < \lambda_{pf} \therefore$  no existe pandeo local

**Volcamiento**

Para la verificación al volcamiento se determina los límites de longitud sin arriostrar con Ecuación 2.28, 2.29 y 2.30.

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 3,9 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 6,8 \cdot \sqrt{800} = 192 \text{ [cm]}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot W_x} = \frac{3392 \cdot 47,5}{2 \cdot 3017} = \frac{161120}{6034} = 26,7 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o} + \sqrt{\frac{J \cdot c^2}{W_x \cdot h_o} + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 \cdot 5,2 \cdot \frac{2,0 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 2500} \cdot \sqrt{\frac{455}{3017 \cdot 47,5} + \left(\frac{455}{3017 \cdot 47,5}\right)^2} + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 2500}{2,0 \cdot 10^6}\right)^2 = 969[\text{cm}]$$

Con el largo sin arriostrar  $L_b = 187$  [cm], o sea con  $L_b < L_p$ , se considera  $M_n = M_p$ . Teniendo en cuenta el cálculo de la resistencia considerando el alma y la sección completa del perfil, se determinan dos momentos nominales mediante Ecuación 2.25.

$$M_{n \text{ alma}} = Z_x \cdot F_y = 1563 \cdot 2500 = 3907500 \text{ [kg}\cdot\text{cm]} \approx 39 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$$M_{n \text{ alma y ala}} = Z_x \cdot F_y = 3641 \cdot 2500 = 9102500 \text{ [kg}\cdot\text{cm]} \approx 91 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

Con lo anterior se obtiene la resistencia de diseño de la viga y se verifica de acuerdo a la mayor demanda para cada sección.

$$M_{cx \text{ alma}} = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 39 = 35,1 \text{ [ton}\cdot\text{m]} \quad ; \quad M_u \text{ alma} = 24 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$$M_{cx \text{ alma y ala}} = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 91 = 81 \text{ [ton}\cdot\text{m]} \quad ; \quad M_u \text{ alma y ala} = 52 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

$\therefore$  En ambos casos la viga cumple con la resistencia de diseño necesaria.

- **Verificación por corte.**

Para la verificación por corte, se define la resistencia nominal mediante Ecuación 2.30 y se define la resistencia al corte disponible mediante Ecuación 2.31 con  $\phi = 0,9$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Con

$A_w$  : Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma.

$C_v$  : Coeficiente de corte del alma igual a 1 por  $h/t_w \leq 1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E/F_y}$  con  $k_v=5$

Con esto se verifica la capacidad de la viga al corte.

$$V_n = 0,6 \cdot 2500 \cdot 125 \cdot 1 = 187500 \text{ [kg]} \approx 187,5 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n = 0,9 \cdot 187,5 = 169 \text{ [ton]} \quad ; \quad V_u = 22 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n > V_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

### 2.4.4.3 Verificación de refuerzos estructurales.

Para el análisis del refuerzo estructural detallado en el inciso 1.2.3, se considera la verificación por flexo-compresión y corte de las columnas. Mientras que la diagonal se verifica por compresión y la placa de unión se verifica por flexión y corte.

#### Columna del refuerzo.

A continuación se presenta el estado de carga de la columna que forma el refuerzo identificado en Figura 1.21.

$$P_u=14 \text{ [ton]} ; V_u=0,08 \text{ [ton]} ; M_u=0,08 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

En Tabla 2.14 se detallan las propiedades del perfil y su sección transversal.

Tabla 2.14 – Propiedades del perfil columna del refuerzo estructural.

Perfil	TR 100x100x3	
B	10 [cm]	
e	0,3 [cm]	
Área	11,6 [cm <sup>2</sup> ]	
I <sub>xx</sub> = I <sub>yy</sub>	182,7 [cm <sup>4</sup> ]	
W <sub>x</sub> = W <sub>y</sub>	36,5 [cm <sup>3</sup> ]	
Z <sub>x</sub> = Z <sub>y</sub>	42,4 [cm <sup>4</sup> ]	
r <sub>x</sub> = r <sub>y</sub>	3,96 [cm]	
J	274 [cm <sup>4</sup> ]	
L	400 [cm]	

- **Verificación por compresión de columna del refuerzo.**

De acuerdo a la sección E de la AISC360 se verifican los estados límites de pandeo local y pandeo por flexión.

#### **Pandeo local.**

Para las paredes de secciones rectangulares o cuadrados en este caso, el límite de esbeltez se define mediante Ecuación 2.40 y la razón ancho-espesor definida por Ecuación 2.41.

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,40 \cdot \sqrt{800} = 39,6 \quad \text{Ecuación 2.40}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{9,4}{0,3} = 23 \quad \text{Ecuación 2.41}$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow \text{No esbelto}$$

### Pandeo por flexión.

Considerando la esbeltez de la columna  $\lambda$  calculada mediante Ecuación 2.42 y se compara con la esbeltez limite mediante Ecuación 2.19 con  $K=1$  por los apoyos considerados.

$$\lambda = \left( \frac{KL}{r_y} \right) = \frac{1 \cdot 120}{3,96} = 30 \quad \text{Ecuación 2.42}$$

$$\lambda_r = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 4,71 \cdot \sqrt{800} = 133$$

$\lambda < \lambda_r \therefore$  se aplica la ecuación del rango inelástico

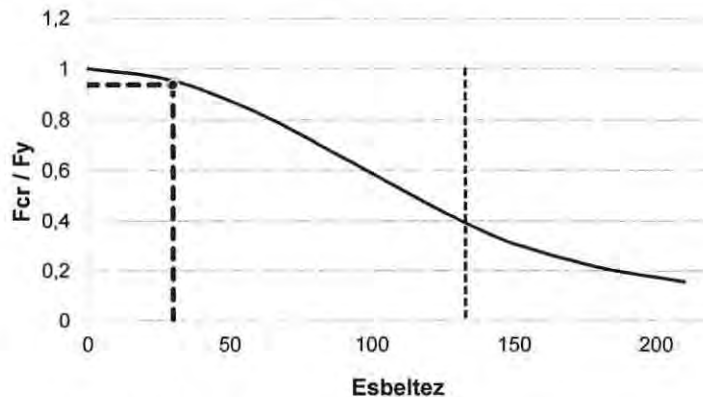


Figura 2.21 – Esbeltez de columna de refuerzo estructural.

Se obtiene la tensión elástica por pandeo  $F_e$  de acuerdo a Ecuación 2.17 y la tensión crítica  $F_{cr}$  con Ecuación 2.15.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{35^2} = \frac{19739209}{1225} = 16114 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_{cr} = 0,658 \cdot F_e \cdot F_y = 0,658 \cdot \frac{2500}{16114} \cdot 2500 = 0,658^{0,155} \cdot 2500 = 2344 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con la tensión crítica se determina la resistencia nominal mediante Ecuación 2.14 y se verifica que la columna cumpla con la resistencia de diseño.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 2344 \cdot 11,6 = 27200 \text{ [kg]} \approx 27,2 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 27,2 \text{ [ton]} = 24,5 \text{ [ton]} \quad ; \quad P_u = 14 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \therefore \text{Cumple}$$

Se establece la Ecuación 2.20 que aplica para esfuerzos combinados.

$$\frac{P_r}{\phi \cdot P_n} = 0,57 \therefore \text{Aplica Ecuación 2.20 } \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1,0 \text{ para esfuerzos combinados}$$

- **Verificación por flexión.**

**Pandeo local.**

Para la verificación de pandeo local se definen los límites de esbeltez para el alma mediante Ecuación 2.43 y 2.44. Además se determina la razón ancho espesor del perfil con Ecuación 2.45 y se verifica el pandeo local.

$$\lambda_{pf} = 2,42 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,42 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 2,42 \cdot \sqrt{800} = 68 \quad \text{Ecuación 2.43}$$

$$\lambda_{rf} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 5,70 \cdot \sqrt{800} = 161 \quad \text{Ecuación 2.44}$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{9,4}{0,3} = 31,3 \quad \text{Ecuación 2.45}$$

$\lambda < \lambda_{pf} \therefore$  no existe pandeo local

Se definen los límites de razón ancho-espesor para el ala mediante las Ecuaciones 2.46 y 2.47. Además se determina la razón ancho espesor del perfil con Ecuación 2.48 y se verifica el pandeo local.

$$\lambda_{pf} = 1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,12 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,12 \cdot \sqrt{800} = 31,7 \quad \text{Ecuación 2.46}$$

$$\lambda_{rf} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,4 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,4 \cdot \sqrt{800} = 39,6 \quad \text{Ecuación 2.47}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{9,4}{0,3} = 31,3 \quad \text{Ecuación 2.48}$$

$\lambda < \lambda_{pf} \therefore$  no existe pandeo local

Con lo que el  $M_n = M_p$ .

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 42,4 \cdot 2500 = 106000 \text{ [kg}\cdot\text{cm]} \approx 1,06 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

Con esto se obtiene la capacidad de la columna y se verifica que esta cumpla con los requisitos de esfuerzos combinados.

$$M_{cx} = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 1,06 = 0,96 \text{ [ton}\cdot\text{m]} \quad ; \quad M_u = 0,08 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$\phi \cdot M_n > M_u \therefore$  Cumple

- **Interacción.**

De acuerdo a las demandas y cargas nominales ya definidas se verifica el cumplimiento por interacción mediante Ecuación 2.20.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) = \frac{14}{24,5} + \frac{8}{9} \cdot \frac{0,08}{0,96} = 0,57 + 0,07 = 0,64$$

$$0,64 \leq 1 \therefore \text{Cumple}$$

- **Verificación por corte.**

Para la verificación por corte, se define la carga nominal mediante Ecuación 2.30 y se define la resistencia al corte disponible mediante Ecuación 2.31 con  $\phi = 0,9$ .

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Con

$A_w$  : Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma.

$C_v$  : Coeficiente de corte del alma igual a 1 por  $h/t_w \leq 1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E/F_y}$  con  $k_v=5$ .

Con esto se verifica la capacidad de la columna al corte

$$V_n = 0,6 \cdot 2500 \cdot 6 \cdot 1 = 9000 \text{ [kg]} \approx 9 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n = 0,9 \cdot 9 = 8,1 \text{ [ton]} \quad ; \quad V_u = 0,08 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n > V_u \therefore \text{Cumple}$$

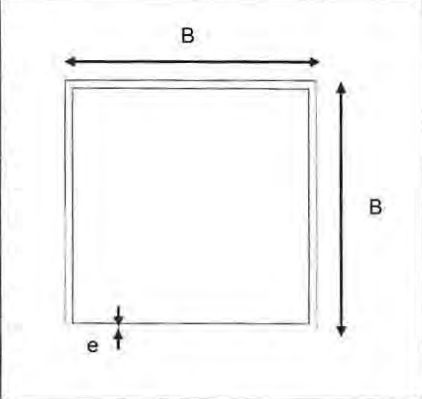
### Diagonal del refuerzo.

A continuación se presenta el estado de carga de la diagonal del refuerzo estructural identificada en Figura 1.18 obtenida de la modelación de la estructura.

$$P_u = 15 \text{ [ton]}$$

En Tabla 2.15 se detallan las propiedades del perfil con la sección transversal del perfil y la diagonal del refuerzo estructural real.

Tabla 2.15 – Propiedades del perfil diagonal del refuerzo estructural.

Perfil	TR 75x75x3	
B	7,5 [cm]	
e	0,3 [cm]	
Área	8,6 [cm <sup>2</sup> ]	
I <sub>xx</sub> = I <sub>yy</sub>	74,8 [cm <sup>4</sup> ]	
W <sub>x</sub> = W <sub>y</sub>	19,9 [cm <sup>3</sup> ]	
Z <sub>x</sub> = Z <sub>y</sub>	23,3 [cm <sup>4</sup> ]	
r <sub>x</sub> = r <sub>y</sub>	2,94 [cm]	
J	112 [cm <sup>4</sup> ]	
L	160 [cm]	

- **Verificación por compresión.**

De acuerdo a la sección E de la AISC360 se verifican los estados límites de pandeo local y pandeo por flexión.

#### **Pandeo local.**

Para las paredes de secciones rectangulares o cuadrados en este caso, el límite de esbeltez se define mediante Ecuación 2.40 y la razón ancho-espesor definida por Ecuación 2.41.

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,40 \cdot \sqrt{800} = 39,5$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{7,2}{0,3} = 24$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow \text{No esbelto}$$

#### **Pandeo por flexión.**

Considerando la esbeltez de la columna  $\lambda$  mediante Ecuación 2.42. Se compara con la esbeltez límite mediante Ecuación 2.19 con  $K=1$  por los apoyos considerados.

$$\lambda = \left( \frac{KL}{r_y} \right) = \frac{1 \cdot 60}{2,94} = 20,4$$

$$\lambda_r = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 4,71 \cdot \sqrt{800} = 133$$

$\lambda < \lambda_r \therefore$  se aplica la ecuación del rango inelástico.

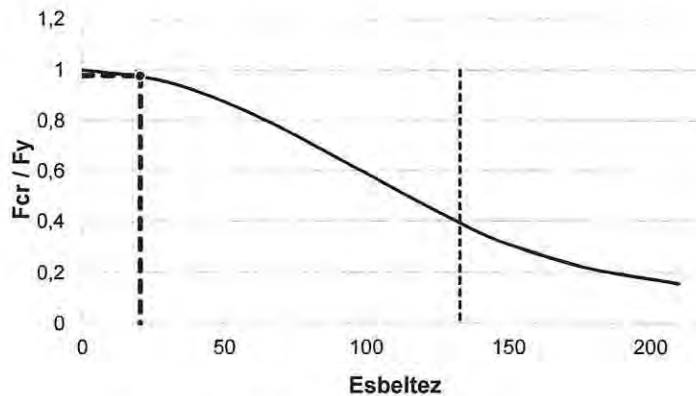


Figura 2.22 – Esbeltez diagonal de refuerzo estructural.

Se obtiene la tensión elástica por pandeo  $F_e$  de acuerdo a Ecuación 2.17 y la tensión crítica  $F_{cr}$  con Ecuación 2.15.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{20,4^2} = \frac{19739209}{416} = 47450 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 0,658 \frac{2500}{47450} \cdot 2500 = 0,658^{0,053} \cdot 2500 = 2445 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con la tensión crítica se determina la carga verifica que la columna cumpla con la resistencia al pandeo global mediante Ecuación 2.14.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 2445 \cdot 8,6 = 21 \text{ [kg]} \approx 21 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 21 \text{ [ton]} = 19 \text{ [ton]} ; P_u = 15 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \therefore \text{Cumple}$$

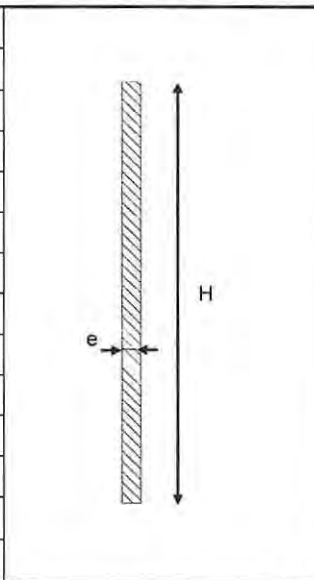
### Placas de unión.

Por la condición que presenta la placa de unión de acuerdo al capítulo 1.2.3 y al comportamiento establecido en 2.4.3. Se verifica la flexión en torno al eje débil y al esfuerzo de corte de la sección. A continuación se presenta el estado de carga de la placa más solicitada correspondiente a la conexión del primer nivel.

$$V_{uy} = 22 \text{ [ton]} ; M_{uy} = 0,08 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

En Tabla 2.16 se presenta las propiedades de la placa de unión y su sección transversal

Tabla 2.16 – Propiedades de placa de unión del refuerzo estructural.

Perfil	PL 240x8	
H	24 [cm]	
e	0,8 [cm]	
Área	19,2 [cm <sup>2</sup> ]	
I <sub>xx</sub>	921,6 [cm <sup>4</sup> ]	
I <sub>yy</sub>	1 [cm <sup>4</sup> ]	
W <sub>x</sub>	76,8 [cm <sup>3</sup> ]	
W <sub>y</sub>	2,6 [cm <sup>3</sup> ]	
Z <sub>x</sub>	115,2 [cm <sup>3</sup> ]	
Z <sub>y</sub>	3,9 [cm <sup>3</sup> ]	
r <sub>x</sub>	6,93 [cm]	
r <sub>y</sub>	0,23 [cm]	
J	4 [cm <sup>4</sup> ]	
L	10 [cm]	

- **Verificación por flexión en torno al eje débil.**

De acuerdo a la geometría de la placa, al largo no arriostrado de 10 [cm] y al tipo de conexión que esta presenta mostrada en Figura 1.19. Se considera el momento nominal igual al momento plástico de la sección en el eje débil calculado mediante Ecuación 2.25.

$$M_p = Z_y \cdot F_y = 3,9 \cdot 2500 = 9750 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \approx 0,1 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

De acuerdo a este valor se obtiene la resistencia de diseño a flexión de la placa y se verifica la demanda.

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 0,1 = 0,09 \text{ [ton} \cdot \text{m]} ; M_u = 0,08 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

$$\phi \cdot M_n > M_u \therefore \text{Cumple}$$

- **Verificación por corte.**

Para la verificación por corte, se define la carga nominal mediante Ecuación 2.30 y se define la resistencia al corte disponible mediante Ecuación 2.31 con  $\phi = 0,9$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Con

$A_w$  : Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma.

$C_v$  : Coeficiente de corte del alma igual a 1 por  $h/t_w \leq 1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y}$  con  $k_v = 5$

Finalmente se verifica la capacidad de la placa al corte.

$$V_n = 0,6 \cdot 2500 \cdot 19,2 \cdot 1 = 28800 \text{ [kg]} \approx 29 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n = 0,9 \cdot 29 = 26 \text{ [ton]} \quad ; \quad V_u = 22 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n > V_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

#### 2.4.4.4 Verificación de columnas de fachada.

Como se describió en 1.2.3 y se aprecia en la Figura 1.21 el refuerzo estructural se une al perfil lateral que forma las columnas de fachada. Por esto se verifica la resistencia de diseño en ellas de acuerdo al análisis por flexo-compresión y corte para el siguiente estado de cargas para la columna más solicitada ubicada en el primer nivel.

$$P_u=24 \text{ [ton]} ; V_u= 4 \text{ [ton]} ; M_u= 0,2 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

A continuación se muestra en Tabla 2.17 con las propiedades geométricas, sección transversal del perfil y la fotografía de la columna doble canal a verificar.

Tabla 2.17 – Propiedades del perfil de columna fachada.

Perfil	IC 180x80x7
H	18 [cm]
B	80 [cm]
d	16,6 [cm]
t <sub>w</sub>	0,14 [cm]
t <sub>r</sub>	0,7 [cm]
Área	34,4 [cm <sup>2</sup> ]
I <sub>xx</sub>	1372 [cm <sup>4</sup> ]
S <sub>x</sub>	152,5 [cm <sup>3</sup> ]
Z <sub>x</sub>	193,3 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub>	6,3 [cm]
I <sub>yy</sub>	63,5 [cm <sup>4</sup> ]
S <sub>y</sub>	15,9 [cm <sup>3</sup> ]
Z <sub>y</sub>	30,5 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>y</sub>	1,38 [cm]
h <sub>o</sub>	17,3 [cm]
J	17,5 [cm <sup>4</sup> ]
L	310 [cm]

- **Verificación por compresión.**

De acuerdo a la sección E de la AISC360 se verifican los estados límites de pandeo local y pandeo por flexión de la columna.

##### Pandeo local.

Para alas de perfiles laminados, el límite de esbeltez se define mediante Ecuación 2.49 y la razón ancho-espesor definida por ecuación 2.50.

$$\lambda_r = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 0,56 \cdot \sqrt{800} = 15,8 \quad \text{Ecuación 2.49}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{4}{0,7} = 13 \quad \text{Ecuación 2.50}$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$  No esbelto

Para almas de perfiles laminados, el límite de esbeltez se define mediante Ecuación 2.51 y la razón ancho-espesor definida por Ecuación 2.52.

$$\lambda_r = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,49 \cdot \sqrt{800} = 42 \quad \text{Ecuación 2.51}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{16,6}{1,4} = 12 \quad \text{Ecuación 2.52}$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$  No esbelto

### Pandeo por flexión.

Considerando la esbeltez de la columna  $\lambda$  mediante Ecuación 2.42, se compara con la esbeltez límite mediante Ecuación 2.19 con  $K=1$  por los apoyos considerados y una longitud de 180 [cm] de acuerdo a la distancia entre la viga armada de la fachada y los perfiles que conforman el ventanal.

$$\lambda = \left( \frac{KL}{r_y} \right) = \frac{1 \cdot 180}{1,36} = 132,4$$

$$\lambda_r = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 4,71 \cdot \sqrt{800} = 133$$

$\lambda < \lambda_r \therefore$  se aplica la ecuación del rango inelástico

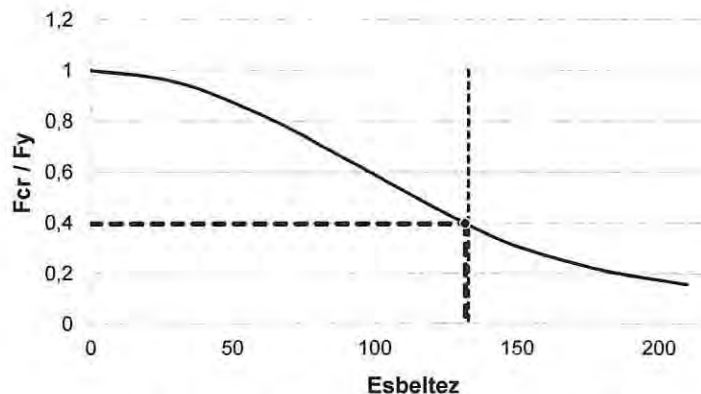


Figura 2.23 – Esbeltez columna de fachada.

Se obtiene la tensión elástica por pandeo  $F_e$  de acuerdo a Ecuación 2.17 y la tensión crítica  $F_{cr}$  con Ecuación 2.15.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{132^2} = \frac{19739209}{17424} = 1133 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 0,658 \frac{2500}{1133} \cdot 2500 = 0,658^{2,206} \cdot 2500 = 992 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con la tensión crítica se verifica que la columna cumpla con la resistencia al pandeo global mediante Ecuación 2.14.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 992 \cdot 34,4 = 34130 \text{ [kg]} \approx 34 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 34 \text{ [ton]} = 31 \text{ [ton]} ; P_u = 24 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \therefore \text{Cumple}$$

Se establece la ecuación que aplica para esfuerzos combinados.

$$\frac{P_r}{\phi \cdot P_n} = 0,6 \therefore \text{Aplica la ecuación } \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \text{ para esfuerzos combinados}$$

- **Verificación por flexión.**

En el caso de secciones I y canales en flexión en torno al eje débil, en este caso flexión en torno al eje Y. El modo de falla por volcamiento no es aplicable, ya que la flexión es en torno al eje de menor resistencia. Por tanto, los modos de falla posibles son solo plastificación de la sección y pandeo local de sus elementos.

**Pandeo local.**

Para la verificación de pandeo local se definen los límites de esbeltez para el alma mediante Ecuación 2.35 y 2.36. Además se determina la razón ancho espesor del perfil con Ecuación 2.37 y se verifica el pandeo local.

$$\lambda_{pf} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 3,76 \cdot \sqrt{800} = 106$$

$$\lambda_{rf} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 5,70 \cdot \sqrt{800} = 161$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{16,6}{1,4} = 11,8$$

$$\lambda < \lambda_{pf} \therefore \text{no existe pandeo local}$$

Se definen los límites de razón ancho-espesor para el ala mediante las Ecuaciones 2.38 y 2.39. Además se determina la razón ancho espesor del perfil con Ecuación 2.13 y se verifica el pandeo local.

$$\lambda_{pf} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 0,38 \cdot \sqrt{800} = 10,7$$

$$\lambda_{rf} = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 1,0 \cdot \sqrt{800} = 28,3$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{4}{0,7} = 5,7$$

$\lambda < \lambda_{pf} \therefore$  no existe pandeo local

De acuerdo a esto se adopta  $M_n = M_p$

$$M_p = Z_y \cdot F_y = 30,5 \cdot 2500 = 76250 \text{ [kg}\cdot\text{cm]} \approx 0,76 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

Con el momento nominal definido se obtiene la capacidad de la columna y se verifica que esta cumpla con los requisitos de esfuerzos combinados.

$$M_{cy} = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 0,76 = 0,68 \text{ [ton}\cdot\text{m]} \quad ; \quad M_u = 0,2 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$\phi \cdot M_n > M_u \therefore$  Cumple

- **Interacción.**

De acuerdo a las demandas y cargas nominales ya definidas se verifica el cumplimiento de la interacción mediante Ecuación 2.20.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{24}{31} + \frac{8}{9} \cdot \frac{0,2}{0,68} = 0,77 + 0,26 = 1$$

$1 \leq 1 \therefore$  Cumple

- **Verificación por corte.**

Para la verificación por corte, se define la carga nominal mediante Ecuación 2.30 y se define la resistencia de diseño al corte mediante Ecuación 2.31 con  $\phi = 0,9$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Con

$A_w$  : Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma.

$C_v$  : Coeficiente de corte del alma igual a 1 por  $h/t_w \leq 1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E / F_y}$  con  $k_v = 5$

Con esto se verifica la capacidad de la columna al corte.

$$V_n = 0,6 \cdot 2500 \cdot 25,2 \cdot 1 = 37800 \text{ [kg]} \approx 38 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n = 0,9 \cdot 38 = 34,2 \text{ [ton]} \quad ; \quad V_u = 4 \text{ [ton]}$$

$\phi_c \cdot V_n > V_u \therefore$  Cumple

### 2.4.4.5 Verificación viga perimetral de fachada.

Para la obtención de la resistencia de diseño de la viga que conecta las columnas de la fachada de la estructura mostrada en Figura 1.19, se obtienen las cargas de demanda de la viga más solicitada ubicada en el primer nivel del eje A. Para el análisis de esta viga se considera la verificación por flexión y corte de acuerdo al siguiente estado de cargas.

$$V_u = 25 \text{ [ton]} ; M_u = 30 \text{ [ton} \cdot \text{m]}$$

En Tabla 2.18 se muestran las propiedades geométricas y sección transversal del corte 1-1 de la Figura 2.26.

Tabla 2.18 – Propiedades viga de fachada.

Perfil		
H	132 [cm]	
B	18 [cm]	
d	7 [cm]	
$t_w$	0,5 [cm]	
$t_f$	0,5 [cm]	
Área	31 [cm <sup>2</sup> ]	
$I_{xx}$	128237 [cm <sup>4</sup> ]	
$W_x$	1943 [cm <sup>3</sup> ]	
$Z_x$	1993 [cm <sup>3</sup> ]	
$r_x$	64,3 [cm]	
$I_{yy}$	1482 [cm <sup>4</sup> ]	
$W_y$	164,6 [cm <sup>3</sup> ]	
$Z_y$	195 [cm <sup>3</sup> ]	
$r_y$	6,9 [cm]	
$h_o$	131,5 [cm]	
J	2,6 [cm <sup>4</sup> ]	
L	410 [cm]	

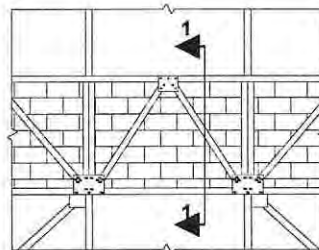


Figura 2.24 –Esquema viga fachada.

- **Verificación por flexión**

De acuerdo a las características de la viga armada se determinara los estados límites de volcamiento y plastificación de la sección.

**Volcamiento**

Para la verificación al volcamiento se determina los límites de longitud sin arriostrar mediante Ecuaciones 2.28, 2.29 y 2.30.

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 6,9 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 12,1 \cdot \sqrt{800} = 342 \text{ [cm]}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot W_x} = \frac{1482 \cdot 131,5}{2 \cdot 1943} = \frac{194883}{3886} = 50,2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o} + \frac{J \cdot c^2}{W_x \cdot h_o^2} + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}$$

$$L_r = 1,95 \cdot 7,1 \cdot \frac{2,0 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 2500} \cdot \sqrt{\frac{2,6}{1943 \cdot 131,5} + \left(\frac{2,6}{1943 \cdot 131,5}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 2500}{2,0 \cdot 10^6}\right)^2} = 756 \text{ [cm]}$$

Con el largo sin arriostrar  $L_b = 410$  [cm], se utiliza Ecuación 2.27 para el pandeo inelástico por cumplir con la condición de  $L_p < L_b < L_r$ . Con un valor del factor de modificación por pandeo lateral-torsional  $C_b$  igual a 2,27 por presentar momentos en los extremos iguales de signos opuestos de acuerdo a especificación de AISC360-10.

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 1993 \cdot 2500 = 4982500 \text{ [kg}\cdot\text{cm]} \approx 50 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$$M_n = C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot W_x) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 2,27 \cdot \left( 50 - (50 - 0,7 \cdot 25000 \cdot 0,001943) \cdot \left( \frac{4,1 - 3,42}{7,56 - 3,42} \right) \right)$$

$$M_n = 2,27 \cdot \left( 50 - (16) \cdot \left( \frac{0,68}{4,14} \right) \right)$$

$$M_n = 2,27 \cdot (50 - 2,63) = 107 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$$M_n > M_p$$

∴ Se adopta  $M_n = M_p$

Con esto se obtiene la resistencia de diseño por flexión de la viga

$$M_x = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 50 = 45 \text{ [ton}\cdot\text{m]} \quad ; \quad M_u = 30 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$\phi \cdot M_n > M_u$  ∴ Cumple

- **Verificación del corte.**

El corte en la viga perimetral lo debe resistir en forma de carga de compresión, las diagonales que presenta, compuestas de perfiles doble canal 180x40x7 como se detalló en la Figura 1.19 y Tabla 1.4 del inciso 1.2.2. A continuación se presenta el esquema del diagrama de cuerpo libre para establecer la carga que pasa por cada diagonal mediante Ecuación 2.53.

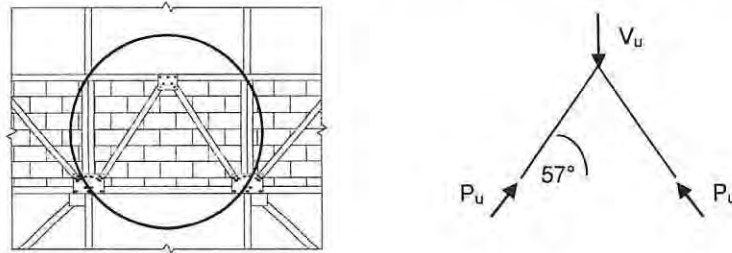


Figura 2.25 – Esquema diagrama de cuerpo libre en viga de fachada.

$$P_u = \frac{V_u}{2 \cdot \sin(57^\circ)} = \frac{25}{2 \cdot \sin(57^\circ)} = 15 \text{ [ton]} \quad \text{Ecuación 2.53}$$

Considerando una longitud no arriostrada de 120 [cm] se obtiene la resistencia nominal y la resistencia de diseño de la diagonal mediante Ecuación 2.17, 2.15 y 2.14.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{88^2} = \frac{19739209}{7744} = 2549 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 0,658 \frac{2500}{2549} \cdot 2500 = 0,658^{0,98} \cdot 2500 = 1659 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 1659 \cdot 34,4 = 57070 \text{ [kg]} \approx 57 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 57 \text{ [ton]} = 51 \text{ [ton]} ; P_u = 15 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \therefore \text{Cumple}$$

Con esto se da por finalizado el proceso de verificación de los elementos de acero mediante el análisis sísmico definido por la norma NCh433 y el código AISC360-10, para poder ser considerados en el modelo estructural representativo de la estructura en su condición actual.

## CAPITULO III

### 3. Antecedentes de sistemas con dispositivos de aislación sísmica.

La razón de proponer la rehabilitación del edificio Hucke utilizando aislación sísmica en términos simples, es para lograr un desacoplamiento horizontal entre la estructura y el suelo de fundación. Para que el movimiento horizontal del suelo idealmente no se transmita a la estructura, teniendo como objetivo principal que esta quede sin daños ante un eventual sismo. Manteniendo los elementos de la superestructura, entendiendo esta como la porción de la estructura por sobre el sistema de aislación, en rango elástico, sin daños, disminuyendo la demanda sísmica, protegiendo el contenido de la edificación y las vidas humanas. De esta forma se controlarían los altos desplazamientos obtenidos en el análisis de la condición actual de la estructura y se disminuiría la demanda de esfuerzos en los elementos de albañilería.

Básicamente el aislamiento sísmico provoca cambiar el período de la estructura aumentando el valor desde donde la demanda del sismo sobre la estructura es elevada, a un valor donde los esfuerzos inducidos por el movimiento sísmico al sistema son menores como se esquematiza en Figura 3.1. Esperando que a pesar de que la demanda de desplazamientos es mayor al aumentar el período fundamental como se muestra en Figura 3.2, estos se concentran en el sistema de aislación manteniendo la superestructura idealmente quieta [12].

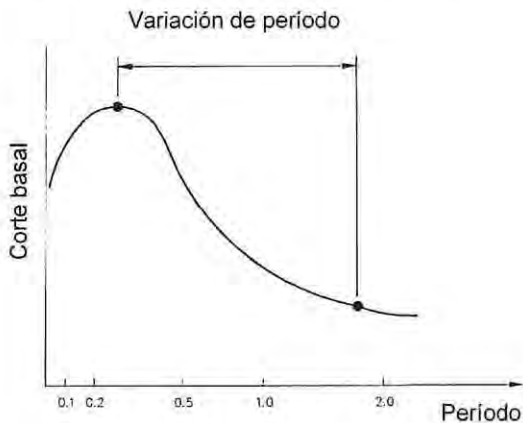


Figura 3.1 – Reducción de corte basal por aumento de período

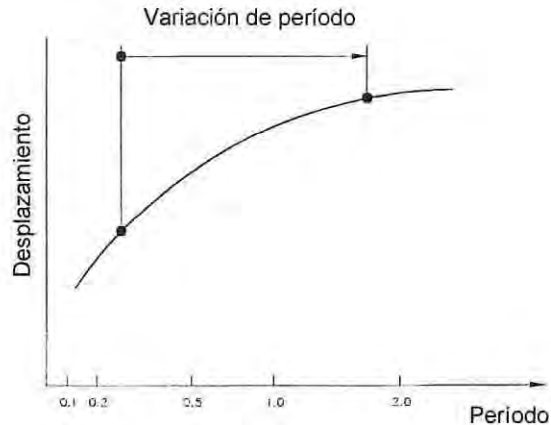


Figura 3.2 – Aumento de desplazamiento por aumento de período.

[Fuente: Design of structures with seismic isolations, Mayes and Naeim, 2001]

En resumen el sistema de aislación debe satisfacer cuatro requisitos fundamentales [12], [13].

- Presentar buen desempeño bajo todas las cargas de servicio, verticales y horizontales.
- Flexibilidad horizontal de modo de alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
- Capacidad de retornar la estructura a su estado original sin desplazamientos residuales.

- Amortiguamiento y disipación de energía, de modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación que puedan dañar los elementos estructurales y no estructurales

En Figura 3.3 se muestra un esquema de un edificio sin aislar, mientras que en la Figura 3.4 se muestra un esquema de la misma estructura pero con un sistema de aislación [12].

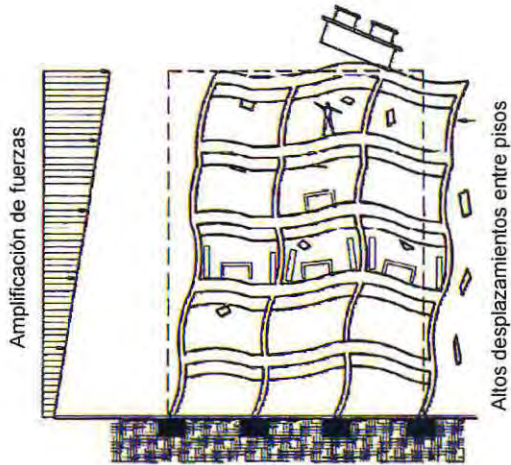


Figura 3.3 - Edificio sin aislación.

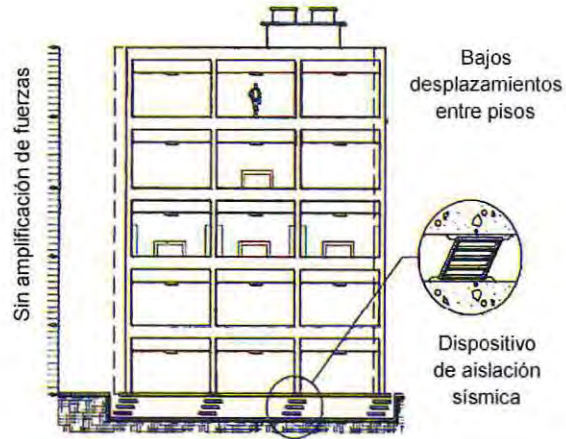


Figura 3.4 - Edificio con aislación.

[Fuente: Design of structures with seismic isolations, Mayes and Naeim, 2001]

Como se muestra en las Figuras anteriores la aislación sísmica presenta un control de la amplificación de las fuerzas y aceleraciones en los pisos superiores de la estructura, además de la disminución de los desplazamientos de entre pisos de la superestructura.

Para la realización de la aislación de un proyecto existente y que forme parte de la rehabilitación o refuerzo, se debe tener en consideración los siguientes puntos para que la aislación cumpla con los objetivos [2], [13].

- Determinar la condición actual de la estructura.
- Establecer el nivel de aislación y dispositivos adecuados a utilizar.
- Rigidizar y/o reforzar la estructura de ser necesario y posible.
- Diseñar configuración, materialidad y dimensionamiento del sistema de aislación.
- Evaluar y analizar el comportamiento de la estructura aislada según norma NCh2745 teniendo en cuenta las normativas para cada elemento estructural que posea.

Si bien no existe una norma para la rehabilitación de estructuras, toda estructura rehabilitada o reforzada debe cumplir con las normas actuales correspondientes [1]. Por utilizar la aislación sísmica la estructura debe cumplir con los mismos requisitos que cualquier estructura nueva, analizada de acuerdo a la norma NCh2745Of.2013 "Análisis y diseño de edificios con aislación basal" [14].

### 3.1 Dispositivos de aislación.

*“La aislación sísmica ha demostrado proporcionar un buen desempeño sísmico, por lo visto en los sismos de Northridge (Los Ángeles, 1994), Kobe (Kobe, 1995), Maule (2010), Tohoku (2011), entre otros, quedando en evidencia el aumento considerable en el nivel de seguridad para las estructuras, las personas y la operatividad después de un sismo de la estructura aislada” [14].* De acuerdo a esto en los últimos diez años se han implementado diversos dispositivos de control sísmico. Entre los más utilizados se encuentran los dispositivos elastoméricos de bajo y alto amortiguamiento (Low Damping Rubber y High Damping Rubber), elastoméricos con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing), péndulo friccional (FPS) y los deslizadores teflón-acero (PTFE) Los demás tipos de dispositivos mezclan propiedades de los dispositivos ya nombrados. Para este proyecto de rehabilitación se estudia la implementación de dispositivos elastoméricos junto con dispositivos deslizadores.

La decisión de analizar y utilizar estos dispositivos está fundamentada en el respaldo teórico y experimental que existe de estudios de importantes autores y universidades que permiten contar con datos confiables y comprobados [2], [13], [14]. Sumado a esto ya son innumerables proyectos en el mundo, incluyendo Chile, en los que se han utilizado tantos dispositivos elastoméricos (LDR, HDR, LRB) y deslizantes friccionales por separado como en conjunto para construcciones nuevas y rehabilitaciones de estructuras.

La combinación de ambos tipos de dispositivos elastoméricos y deslizadores permite un sistema que permite el aumento del período de la superestructura y los dispositivos de goma proporcionan la fuerza restitutiva para el centrado del sistema de aislación, controlando la torsión. Esta combinación se utilizó en la rehabilitación sísmica de la Escuela de Minas de Mackay completado en 1992 en la Universidad de Nevada en Reno (Camino y Howard, 1990) y para el de Martin Luther King, Jr. Hospital / a Drew (Watts, California). [2].

En este caso particular se desecha la implementación de los aisladores de péndulo friccional por la complejidad y precisión que tienen en su elaboración, mayores que los dispositivos elastoméricos lo cual eleva los costos de la posible rehabilitación. A continuación se detallan las principales características de los dispositivos elastoméricos a utilizar.

#### 3.1.1 Aisladores elastoméricos.

Los dispositivos elastoméricos han tenido cambios desde su creación de manera de adaptación a los requerimientos de los proyectos de aislación. En general estos son apoyos elastoméricos laminados, los que tienen intercaladas placas delgadas de acero unidas a las capas de goma mediante un proceso de vulcanización. Esta configuración permite que la goma pueda deformarse en el plano horizontal entregando la flexibilidad necesaria para desvincular el edificio del suelo bajo un movimiento sísmico, pero a su vez el conjunto goma-acero posee una alta rigidez vertical inhibiendo la expansión lateral de la goma por las cargas verticales.

La mayoría de los dispositivos se unen a la superestructura y subestructura (porción bajo el sistema de aislación) mediante placas tanto en la parte superior e inferior del dispositivo. Los que pueden tener forma cilíndrica o rectangular, siendo la primera forma más utilizada ya que se reparten los esfuerzos uniformemente.

Dentro de los dispositivos elastoméricos se pueden identificar tres tipos de dispositivos con mayor utilización y los cuales son estudiados para la rehabilitación del edificio Hucke. Estos son los aisladores de bajo amortiguamiento (LDR), con núcleo de plomo (LRB) y de alto amortiguamiento (HDR).

### 3.1.1.1 Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR).

Este tipo de aislador presenta las características generales mencionadas en el punto anterior, pero conformado por goma con un punto bajo de amortiguación con láminas de acero que impiden las expansiones laterales de la goma además de proveer una alta rigidez vertical. Suelen presentar una razón de amortiguamiento menor a 0,07 para deformaciones angulares menores a 2 [14].

### 3.1.1.2 Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).

Este tipo de aislador tiene la misma estructura geométrica que el dispositivo LDR intercalando láminas de goma con delgadas capas de acero, pero utilizando una goma con una propiedad natural de alto amortiguamiento logrado a través de la adición de sustancias y aditivos químicos que además de aumentar el amortiguamiento produce una elongación de ruptura. Estos dispositivos presentan una razón de amortiguamiento entre 0,1 a 0,2 para deformaciones angulares menores a 2 [14].

### 3.1.1.3 Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo se componen al igual que los dispositivos LDR de multicapas de goma y acero intercaladas adheridas a la goma mediante un proceso de vulcanización y cubierto en su extremo superior e inferior por placas de acero, donde se conecta con la superestructura y subestructura respectivamente. Además tienen uno o más orificios circulares en donde se introducen los núcleos de plomo, para entregar mayor amortiguación al sistema de aislación. Por lo general el sistema cuenta con un solo núcleo inserto en el centro del aislador que puede ser rectangular o circular [14].

Este sistema combina en una misma unidad física el elemento flexible y el disipador de energía, las láminas de acero del aislador fuerzan al núcleo de plomo a deformar en el esfuerzo al corte, trabajando como un amortiguador de histéresis interno. El plomo del apoyo deforma plásticamente a una tensión de alrededor de  $100 \text{ kg/cm}^2$  a temperatura ambiente, produciendo numerosos ciclos de histéresis estables, debido a que el plomo se recristaliza y su fluencia repetida no produce falla por fatiga, entregando al aislador una respuesta bilineal. El núcleo de plomo debe estar muy apretado en el aislador elastomérico, lo cual es logrado haciendo el elemento de plomo ligeramente más grande que la abertura e introduciéndolo a la fuerza.

Los aisladores LRB como LDR y HDR están sometidos a una combinación de carga vertical y grandes deformaciones laterales provocadas por el peso de la estructura y el movimiento del suelo durante un sismo. El compuesto de goma tiene un comportamiento visco-elástico no lineal. Aunque es posible modelar la no linealidad de la ley constitutiva suponiendo que la goma presenta propiedades elásticas lineales, lo cual permite simplificar las soluciones sin cometer errores de consideración según ha sido demostrado en estudios [2], [13], [14].

A continuación se presenta un aislador con núcleo de plomo mostrando la sección transversal del dispositivo.



Figura 3.5 - Esquema de un aislador con núcleo de plomo.

## CAPITULO IV

### 4. Proyecto de rehabilitación utilizando aislación sísmica.

#### 4.1 Nivel de aislación.

El nivel o interfaz de aislación separa dos niveles definidos como superestructura y subestructura. La primera es la porción de la estructura que se encuentra por sobre el nivel de aislación. Por su parte la subestructura corresponde al sistema estructural que se ubica por debajo del nivel de aislación.

El nivel elegido para ubicar el sistema de aislación es sobre el muro que forma el perímetro del subterráneo y de las columnas cruciformes que se encuentran en el mismo nivel. Esto de acuerdo a las experiencias en obras de reacondicionamiento y rehabilitación, como la Corte de Apelaciones de San Francisco [2]. También se elige este nivel ya que al igual que muchas de las construcciones de la época, presenta un zócalo que se eleva sobre el nivel de calle. Permitiendo el libre acceso entre ambos niveles tanto por el interior del subterráneo como por el exterior del edificio, limitando el trabajo de aislación a esta zona. Además de presentar continuidad y simetría en las columnas interiores que permite que los dispositivos se ubiquen sobre estas y el muro del subterráneo como se muestran en las Fotografías 4.1 y 4.2.



Fotografía 4.1 - Vista a nivel de acera de fachada norte.



Fotografía 4.2 - Vista interior del muro del subterráneo.



Fotografía 4.3 - Columnas interiores a nivel de subterráneo.

En Figura 4.1 se presenta un esquema del nivel de aislación en los ejes perimetrales.

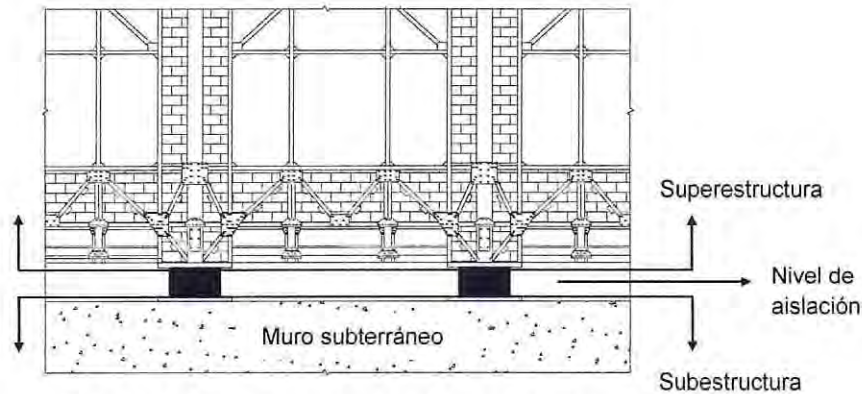


Figura 4.1 - Esquema división de la estructura aislada.

## 4.2 Características del modelo y configuración del sistema de aislación.

De acuerdo a lo establecido en Capítulo 2 se realiza el mismo modelo de análisis mediante el mismo programa ETABS V15.1.0. Si bien no se considera la rigidez de la albañilería, la implementación de la aislación basal tendrá como objetivo principal mantener todos los elementos en rango lineal evitando daños. Por lo cual se verifica si estos elementos cumplen con las demandas luego de implementar el sistema de aislación.

Para poder modelar el sistema de aislación de acuerdo a lo establecido en 4.1 se ubica un nuevo nivel entre el subterráneo y el nivel de piso del primer nivel bajo las vigas principales de la estructura.

Cada dispositivo elastomérico se modela utilizando el elemento enlace del tipo "aislador de goma" correspondiente a elementos de conexión no lineal fundamentados en un comportamiento histerético, que puede según [13] y [14] representar el comportamiento no lineal de los dispositivos elastoméricos tanto con núcleo de plomo como de bajo y alto amortiguamiento. Para representar la flexibilidad horizontal y la rigidez vertical del aislador se definen dos rigideces tanto horizontal ( $k_h$ ) como vertical ( $k_v$ ) como se esquematiza en Figura 4.2.

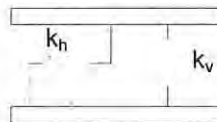


Figura 4.2 - Modelo representativo del aislador para análisis modal espectral.

Para modelar los dispositivos tipo deslizadores se utiliza el elemento enlace tipo "Amortiguador exponencial" correspondiente a elementos de conexión no lineal, sin embargo debido a que no se utilizan deslizadores de fricción se definen con un amortiguamiento igual a 0, al igual que su rigidez horizontal. No así su rigidez vertical la que de acuerdo a proyectos realizados combinando deslizadores con dispositivos elastoméricos, se igualan a la rigidez vertical de estos últimos [13].

Se establece la rigidez efectiva, secante u horizontal total del sistema de aislación  $k_{h\ Total}^{eff}$  o  $k_{v\ Total}^{eff}$ , mediante la Ecuación 4.1 definida por la norma NCh2745.Of2013 considerando el peso de la estructura sobre el sistema de aislación y el período objetivo aislado.

$$T_D = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{W}{k_{\text{eff Total}} \cdot g}} \rightarrow k_{\text{eff Total}} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot W}{T_D^2 \cdot g} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Con

$T_D$  : Período objetivo de la estructura aislada [s].

$W$  : Peso sísmico total sobre el sistema de aislación incluyendo albañilería [ton].

$k_{\text{eff Total}}$  : Rigidez efectiva, horizontal o secante total del sistema de aislación [ton/m].

Considerando que el período efectivo de la estructura aislada deseado es de 3,3 segundos para que exista una razón de 3 entre el período de la estructura aislada y la de base fija con período de 1,1 segundos (condición actual) [14]. Se determina la rigidez efectiva total del sistema de aislación necesaria.

$$k_{\text{eff Total}} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 4554}{3,3^2 \cdot 9,8} = 1685 \text{ [ton/m]}$$

Con la rigidez efectiva total se determina la configuración del sistema de aislación, la que se basa en el comportamiento establecido por la norma de diseño NCh2745.of2013 y por la iteración constante mediante el análisis modal espectral para establecer la mejor distribución de los dispositivos y la cantidad a implementar. De acuerdo a lo anterior se utilizan 20 dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo, 10 ubicados sobre las columnas interiores del subterráneo y el resto distribuidos sobre el muro perimetral del mismo nivel en los ejes A, H y 1. Cuatro dispositivos elastoméricos sin núcleo de plomo ubicados sobre el muro perimetral del subterráneo solo en el eje 8. Y Para completar el sistema de aislación sin aumentar la rigidez horizontal de este se incorporan 40 dispositivos de tipo deslizador distribuidos en las columnas interiores y el muro perimetral del subterráneo.

A continuación se muestra en las Figuras 4.3 un esquema de la planta del sistema de aislación y la ubicación de cada dispositivo respectivamente.

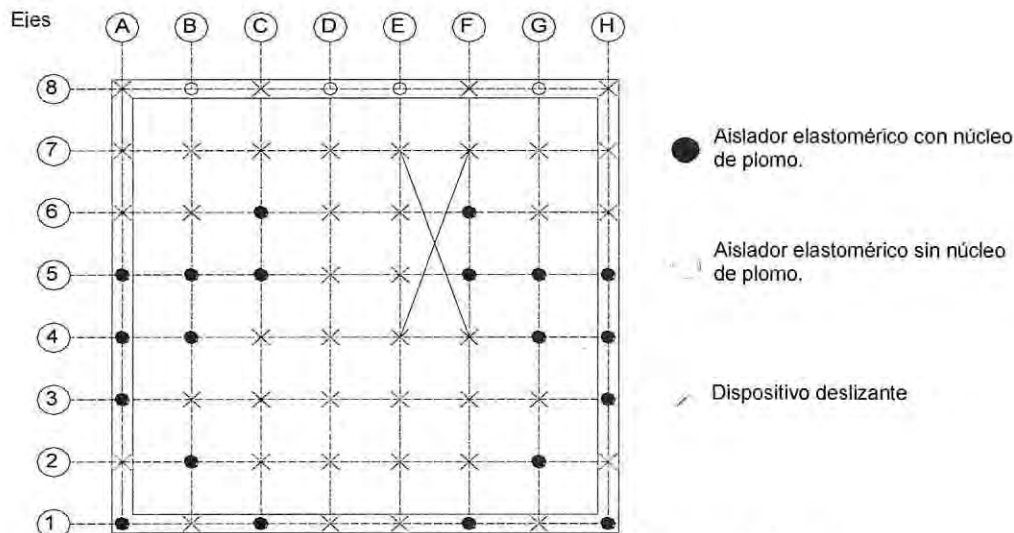


Figura 4.3 - Esquema planta de distribución del sistema de aislación.

La configuración del sistema de aislación responde a la geometría y características de la estructura que permitiría la implementación de los dispositivos en esta ubicación. La distribución de estos dispositivos responde a la necesidad de lograr el desacople de los modos de vibrar de la superestructura, evitando la torsión del sistema de aislación.

La utilización de dispositivos con núcleo de plomo nace por la necesidad de disminuir los desplazamientos en el sistema de aislación y disipar la energía producida por los sismos gracias al amortiguamiento entregado por el plomo. Los dispositivos de bajo amortiguamiento permiten alcanzar la rigidez horizontal necesaria sin aumentar en gran medida la rigidez total del sistema de aislación los cuales son utilizados para contraponerse a la alta rigidez que presenta el eje arriostrado de la estructura que colinda con el edificio Tres Montes. Y finalmente los deslizadores por tener una rigidez horizontal prácticamente nula con respecto a los dispositivos elastoméricos, permiten que el sistema de aislación cumpla con la flexibilidad adecuada.

Una vez establecida la cantidad de dispositivos se calcula la rigidez efectiva estimativa de cada aislador mediante Ecuación 4.2, dividiendo la rigidez total del sistema de aislación establecida anteriormente por el número total de dispositivos elastoméricos.

$$k_{\text{eff}} = \frac{1685}{24} = 70,2 \text{ [ton/m]} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Cabe destacar que este valor es una primera estimación, ya que al diseñar cada dispositivo las rigideces serán diferentes para ambos tipos de aislador.

### 4.3 Análisis sísmico estructura aislada.

De acuerdo a las propiedades de fuerza-deformación de los dispositivos en estudio y a la ubicación de la estructura, se utiliza un análisis dinámico modal espectral definido en la norma NCh2745Of. 2013 "Análisis y diseño de edificios con aislación basal". Este análisis permite diseñar el sistema de aislación y verificar las demandas de los elementos de la superestructura y subestructura estableciendo sólo la rigidez efectiva de cada aislador y dispositivo deslizante. A diferencia de la norma NCh433, la norma NCh2745 define dos niveles sísmicos:

**Sismo de diseño (SDI):** Nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

**Sismo máximo posible (SMP):** Nivel máximo del movimiento del suelo que puede ocurrir en el lugar de edificación dentro del esquema geológico conocido. En zonas de alta sismicidad (zona 3 o 2 de acuerdo a NCh433), este puede tener una intensidad que se puede considerar como el nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 100 años.

De acuerdo a lo anterior se define un nuevo espectro de diseño y nuevas limitaciones del corte de diseño tanto para la superestructura, subestructura y el sistema de aislación, detallados a continuación.

### 4.3.1 Espectro de diseño.

Debido a que el período de la estructura es menor a 3,5 segundos y que el edificio se encuentra en un suelo tipo D según decreto supremo N°60, el que se establece en la norma NCh2745of2013 como suelo tipo 3. Se definen dos espectros de diseño tanto para el sismo de diseño (SDI) como para el sismo máximo posible (SMP). Para ambos se debe considerar el amortiguamiento provocado por el sistema de aislación, el que se desarrollará antes de los 2,5 [s] [13], [14] este dependerá de los dispositivos que se utilicen. En este caso se estima un amortiguamiento del 19% de acuerdo a la utilización de dispositivos con núcleo de plomo y de bajo amortiguamiento.

Tanto el sismo de diseño como el sismo máximo posible se deben escalar por el factor  $Z$  y  $M_M$  respectivamente, ambos factores dependientes de la zona sísmica, que en este caso es 3. La categoría de importancia para todos los edificios es igual a 1. Por lo que los parámetros para la construcción de los espectros de diseño y máximo posible se definen en Tabla 4.1 y 4.2 a continuación.

Tabla 4.1 - Parámetros sísmicos para espectro de diseño NCh2745.of2013.

Parámetro	Clasificación	Valor
$Z$	Zona sísmica III	1,25
$M$	Zona sísmica III	1,2
$B$	Amortiguamiento 19 %	1,89

Tabla 4.2 - Parámetros para espectro de diseño NCh2745.of2013 según suelo tipo III.

Períodos [s]		Factores	
$T_a$	0,03	$\alpha_A A$ [cm/s]	1212
$T_b$	0,375	$\alpha_V V$ [cm/s]	131
$T_c$	0,68	$\alpha_D D$ [cm]	33
$T_d$	1,58		

De acuerdo a los parámetros anteriormente definidos se construyen ambos espectros de diseño mostrados en la Figura 4.4.

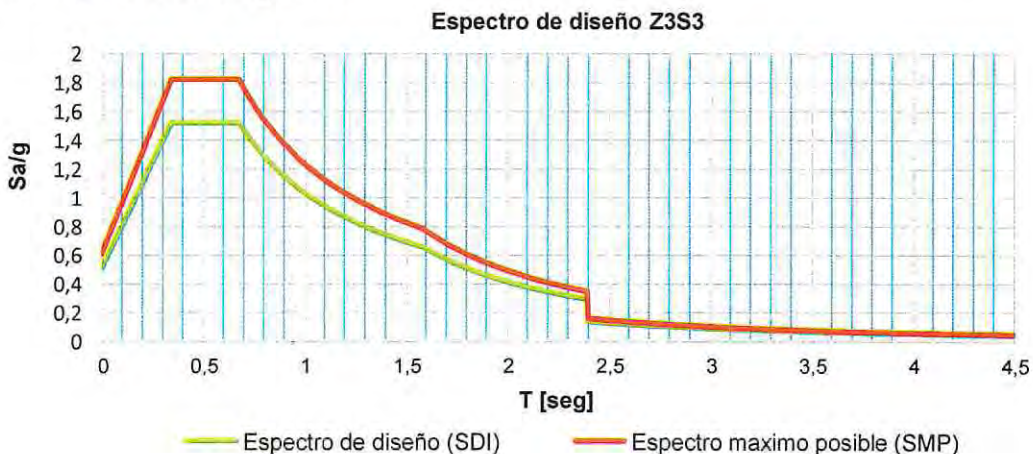


Figura 4.4 - Espectro de sismo de diseño (SDI) y espectro de sismo máximo posible (SMP).

### 4.3.2 Fuerzas sísmicas de diseño.

Para la verificación y diseño de los diferentes elementos tanto de la superestructura, subestructura y sistema de aislación se establecen diferentes fuerzas laterales de diseño. Estas se obtienen mediante la reducción de los esfuerzos elásticos producidos por el espectro de diseño, utilizando los factores correspondientes a cada porción de la estructura. Estos factores se indican en la Tabla 4.3 a continuación.

Tabla 4.3 - Factores de reducción de fuerzas sísmicas de acuerdo a NCh2745.of2013.

Porción de la estructura aislada	Factor de reducción
Superestructura ( $R_b$ )	2,0
Sistema de aislación ( $R_b$ )	1,0
Subestructura ( $R_s$ )	1,5

Para los elementos que forman parte de la superestructura el corte no debe ser menor que el 80% de corte elástico reducido por el factor  $R_b$  igual a 2. Por lo que el factor de reducción toma un valor igual a 2,5. Siempre cuando sea mayor al esfuerzo de corte mínimo requerido por la norma NCh433Of.1996, para una estructura de base fija del mismo peso,  $W$  y un período igual al de la estructura aislada,  $T_D$  considerando los factores  $S$  e  $I$  igual a 1 para todo tipo de suelo. De no cumplir se obtiene un nuevo factor de reducción acondicionado al coeficiente sísmico y el corte mínimo que se indican en Tabla 4.4.

Tabla 4.4 - Coeficiente y esfuerzo de corte mínimos según NCh433.

Coeficiente sísmico mínimo*	Esfuerzo de corte mínimo [ton]
6,7%	305

El esfuerzo de corte mínimo es considerando el peso sobre el sistema de aislación de 4554 [ton]. Este coincide con el peso de la estructura convencional debido a que no se consideró el peso del nivel del subterráneo en el análisis de la condición actual de la estructura.

El factor de reducción para establecer el corte mínimo de la NCh433, se establece mediante Ecuación 4.3.

$$\text{Factor de reducción } R^{**} = \frac{V_{s \text{ elástico NCh2745}}}{Q_o \text{ mínimo NCh433}} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Con

- $V_s$  : Corte elástico por espectro de diseño según NCh2745.
- $Q_o$  : Corte mínimo definido según NCh433 con  $S = 1$  e  $I = 1$ .

## 4.4 Consideraciones del modelo aislado.

Antes de implementar la aislación basal al edificio Hucke (estructura de base fija), se evalúa la posibilidad de rigidizar la superestructura. Con el fin de evitar un incremento de desplazamientos por la acción de la aislación y así mejorar el desempeño en la estructura según el beneficioso efecto que tiene este sistema en estructuras más rígidas o de periodos de 0,5 segundos [13].

En este caso particular se estudia la adición de diagonales en diferentes pisos y ejes de la estructura entre las columnas y vigas interiores. Conformadas por 4 perfiles angulares de igual medida que las columnas cruciformes presentes en cada nivel de la estructura (4L 160x160x15, 4L 140x140x10 y 4L 130x130x10). Utilizando 4 diagonales en el primer nivel y 3 en el resto de los niveles con igual cantidad en ambas direcciones, evitando la diferencia de periodos y esfuerzos.

La distribución de estas diagonales se realiza considerando la arquitectura que presenta en la actualidad el edificio Hucke como facultad de Ingeniería de la Universidad de Valparaíso [15]. A continuación en Figura 4.5 se muestra el eje D con las diagonales ubicadas entre cada columna.

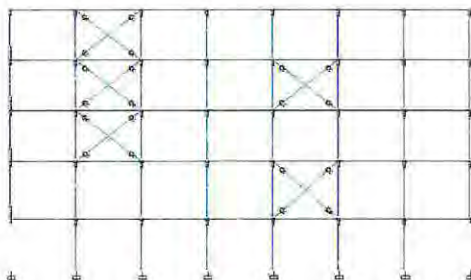


Figura 4.5 - Diagonales en eje D.

Con las diagonales ya ubicadas en cada nivel los periodos de los modos principales de la estructura de base fija son del orden de 0,5 segundos.

La demanda obtenida en las diagonales del primer nivel producto del corte mínimo basal de la norma NCh433 establecido en el inciso 4.3.2. Es de 80 [ton] lo que equivale al 30% del corte basal total, demanda alta para los perfiles utilizados. Si bien esto puede ser solucionado mediante la implementación de más diagonales, se intervendría demasiado la estructura por lo que se desecha esta solución. Otra opción es utilizar diagonales de mayor tamaño, pero con esto se arriesga a producir una sobre exigencia de las uniones que están presentes entre las columnas y vigas interiores. Aumentando además la carga axial en las columnas interiores del piso inferior.

Esta alta demanda se debe a la misma flexibilidad y composición de marcos que tiene el edificio. Por lo que las diagonales que se ubiquen en estos lugares absorberán la mayor parte del esfuerzo de corte producido en cada eje y piso de la superestructura. Por esto en este caso en particular se desecha la rigidización de la superestructura mediante diagonales interiores. Con esto se determina aislar la estructura considerando solo su condición actual.

## 4.5 Diseño del sistema de aislación.

Los valores presentados en este capítulo son para el diseño de los dispositivos elastoméricos. Los valores arbitrarios y propiedades a considerar de cada material se detallan a continuación.

### 4.5.1 Propiedades y valores considerados.

Definida la rigidez horizontal total del sistema de aislación, se diseñan ambos tipos de aisladores elastoméricos con y sin núcleo de plomo, con las mismas dimensiones geométricas (forma anular) utilizando goma de bajo amortiguamiento en ambos casos.

A continuación se definen valores característicos de los materiales y dimensiones iniciales utilizadas en la confección de estos dispositivos de acuerdo a las recomendaciones de la guía para el diseño de aisladores "Base Isolation Of Structures" (Kelly, 2001), de los textos "Design Of Seismic Isolated Structures From Theory To Practice" (Kelly y Naim, 1999), "Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation" (Kelly y Konstantinidis, 2011), especificaciones de FIP Industriale, valores utilizados en proyectos de aislación y recomendaciones de norma NCh2745.of2013 [13], [16], [2] [17], [14].

Consideraciones iniciales para el diseño del sistema de aislación:

- Deformación unitaria lateral de corte máxima de diseño  $\gamma = 150\%$ .
- Tensión de fluencia de las placas de acero  $\sigma_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ .
- Tensión admisible de compresión de la goma  $\sigma_{ac} = 90 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ .
- Amortiguamiento efectivo de aislador sin núcleo de plomo  $\beta = 7\%$ .
- Amortiguamiento efectivo de aislador con núcleo de plomo  $\beta_p = 20\%$ .
- Espesor inicial de placa de acero  $t_s = 1,5 \text{ [mm]}$ .
- Espesor inicial de goma  $t_r = 8 \text{ [mm]}$ .
- Tensión de fluencia del plomo  $\tau_p = 100 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ .
- Espesor inicial placa de conexión de acero  $t_r = 15 \text{ [mm]}$ .
- Diámetro interior inicial  $D_i = 8 \text{ [cm]}$ .

### 4.5.2 Desplazamientos laterales mínimos.

Por norma se definen desplazamientos de diseño y máximos del sistema de aislación para establecer las dimensiones libres que debe presentar la superestructura para su desplazamiento y definir las propiedades geométricas del aislador. Para esto se utiliza el amortiguamiento definido en Tabla 4.1, el que se verificara una vez diseñado ambos dispositivos elastoméricos.

#### 4.5.2.1 Desplazamiento total de diseño $D_{TD}$ .

Este desplazamiento provocado por el sismo de diseño definido en 4.2.1. Incluye los desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental. Se asume que el sistema resiste la torsión natural cuando la razón de las frecuencias desacopladas torsional y lateral de la estructura es 1. Para el cálculo de este desplazamiento se considera que no sea menor a 1,1 veces el desplazamiento de diseño dinámico  $D_D$  definido mediante Ecuación 4.4 [14].

$$D_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Con

- T : Período de la estructura con base fija determinado en Tabla 2.8.  
 D<sub>D</sub> : Desplazamiento de diseño.

Donde el desplazamiento de diseño depende de la razón entre el coeficiente sísmico del desplazamiento C<sub>D</sub> y el coeficiente de reducción por amortiguamiento efectivo utilizado B<sub>D</sub> como se indica en Ecuación 4.5.

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} = \frac{412,5}{1,89} = 218 \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

En qué.

- B<sub>D</sub> = 1,89 por 19% de amortiguamiento.  
 C<sub>D</sub> = 330·Z[mm] , por suelo tipo 3; Z=1,25 por zona sísmica 3.

Obteniendo el desplazamiento de diseño dinámico y el total de diseño mediante Ecuación 4.6 y 4.7 respectivamente.

$$D_D = \frac{218}{\sqrt{1 + \left(\frac{1,1}{3,3}\right)^2}} = 207 \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$D_{TD} = 1,1 \cdot 207 = 228 \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Para el sistema de aislación se debe verificar que el desplazamiento total de diseño obtenido por el análisis dinámico debe ser al menos el 90% del D<sub>TD</sub>, o sea de 205 [mm].

#### 4.5.2.2 Desplazamiento total máximo D<sub>TM</sub>.

Este desplazamiento provocado por el sismo máximo posible definido en 4.3.1 incluye al igual que el total de diseño los desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental. Para el cálculo de este desplazamiento se considera que no sea menor a 1,1 veces el desplazamiento máximo dinámico D<sub>M</sub> definido en la Ecuación 4.8. [14]

$$D_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

Con

- D<sub>M</sub> : Desplazamiento máximo posible  
 Con el desplazamiento máximo posible dependiente de la razón entre el coeficiente sísmico del desplazamiento C<sub>M</sub> y el coeficiente de reducción por amortiguamiento efectivo utilizado B<sub>M</sub>. Como se define en la Ecuación 4.9.

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} = \frac{495}{1,89} = 262 \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

En que

$B_M = 1,89$  por 19% de amortiguamiento.  
 $C_M = 330 \cdot M_M \cdot Z$  [mm] , por suelo tipo 3 con  $Z=1,25$  y  $M_M = 1,2$  por zona sísmica 3.

Obteniendo el desplazamiento máximo dinámico y el total máximo mediante Ecuación 4.10 y 4.11

$$D_{M'} = \frac{262}{\sqrt{1 + \left(\frac{1,1}{3,3}\right)^2}} = 248 \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

$$D_{TM} = 1,1 \cdot 248 = 273 \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

Para el sistema de aislación se debe verificar que el desplazamiento total máximo obtenido por el análisis dinámico debe ser al menos el 80% del  $D_{TM}$ , o sea de 218 [mm].

### 4.5.3 Carga máxima y mínima.

De acuerdo a las disposiciones de la norma de aislación NCh2745.Of2013, se define la carga total máxima ( $P_{max}$ ) y mínima ( $P_{min}$ ) que actuara en el aislador durante su vida útil definida mediante Ecuación 4.12 y 4.13 respectivamente.

$$P_{max} = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot L + SMP_{max} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

$$P_{min} = 0,8 \cdot D - SMP_{min} \quad \text{Ecuación 4.13}$$

La carga máxima es de 170 [ton], esto permite calcular el área mínima que deben tener los dispositivos.

En cuanto a la carga mínima, se produce en los dispositivos de goma ubicados en el eje arriostrado (eje 8) con una carga de tracción de 15 [ton]. Esta tracción será verificada cuando se determine el diámetro final del dispositivo elastomérico, ya que estos pueden tolerar una tracción de 3 veces su módulo de corte [13]. Cabe destacar que solo se obtiene esta fuerza de tracción en los 4 dispositivos ubicados en el marco arriostrado. En el resto de los dispositivos no se observan indicios de tracción.

### 4.5.4 Altura total mínima de la goma del aislador.

Para determinar la altura total mínima de la goma se utiliza la Ecuación 4.14 definida como la relación entre el desplazamiento de diseño y la deformación angular unitaria elegida, la que toma un valor característico de los dispositivos entre 100 a 200%, aunque puede llegar a una deformación unitaria del 300% según propiedades de la goma [13]. Ambos valores utilizados para el cálculo fueron definidos en 4.5.1.

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma} = \frac{218}{1,5} = 146 \text{ [mm]} \quad \text{Ecuación 4.14}$$

146 [mm] es la altura mínima para poder obtener el desplazamiento de diseño con una deformación unitaria de 150%. Este valor se utiliza para la iteración en el diseño del dispositivo. Ya que una altura mayor permitirá un mayor desplazamiento, sin embargo puede convertir al aislador en un dispositivo demasiado esbelto que no cumplirá con los límites de estabilidad ni rigidez establecidos más adelante.

#### 4.5.5 Área y diámetro exterior mínimo del aislador.

Para establecer el área mínima (A) de cada aislador mediante se define Ecuación 4.15, utilizando la carga axial máxima ( $P_{max}$ ) y la tensión admisible de compresión de la goma ( $\sigma_{AC}$ ) establecida en 4.5.1.

$$A = \frac{P_{max}}{\sigma_{AC}} = \frac{170000}{90} \approx 1890 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Con el área mínima se determina el diámetro exterior  $D_e$  mínimo del aislador mediante Ecuación 4.16.

$$A = \pi \cdot \left( \frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right) \rightarrow D_e = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi} + D_i^2} \quad \text{Ecuación 4.16}$$

$$D_e = \sqrt{\frac{1890 \cdot 4}{\pi} + 8^2} \approx 500 \text{ [mm]}$$

Este es el diámetro mínimo que pueden presentar los dispositivos elastoméricos para resistir la carga axial de compresión máxima. Ya que esta debe ser transmitida por la goma que componen los dispositivos para su descarga en la subestructura o fundación respectiva.

#### 4.5.6 Factor de forma y módulo de corte.

Considerando un espesor mínimo adecuado de la capa de goma ( $t_r$ ) de 10 [mm] [14] y los diámetros ya establecidos, se determina el factor de forma S mediante las Ecuaciones 4.17 y 4.18 para el dispositivo con y sin núcleo de plomo respectivamente [13], [14].

$$S = \frac{D_e^2 - D_i^2}{4 \cdot D_e \cdot t_r} = \frac{500^2 - 80^2}{4 \cdot 500 \cdot 8} = 15,2; \text{ (LRB)} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

$$S = \frac{D_e - D_i}{4 \cdot t_r} = \frac{500 - 80}{4 \cdot 8} = 13,1; \text{ (LDR)} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Este parámetro adimensional determina el tamaño relativo de la capa de goma el que debe ser mayor o igual a 10 de acuerdo a los análisis de estos dispositivos [13]. En el caso de que el factor sea menor a 10 se debe aumentar el diámetro externo o disminuir el espesor de la capa de goma si es posible.

Para el cálculo del módulo de corte (G) se debe verificar que su valor corresponda a los disponibles en el mercado que varían entre 4 y 7 [kg/cm<sup>2</sup>] para los dispositivos con goma de bajo amortiguamiento [13], [14]. Para esto se utiliza Ecuación 4.19.

$$G = \frac{k_h \cdot H_r}{A} = \frac{702 \cdot 14,6}{1890} = 5,4 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Ambos valores tanto el factor de forma como el módulo de corte son valores dentro de los rangos admitidos y disponibles. Sin embargo después de iteraciones y considerando que solo 20 de los dispositivos utilizados tendrán núcleo de plomo con un diámetro igual al diámetro interior inicial del aislador (8 [cm]), se establece una altura de goma y un diámetro exterior de 248 y 580 [mm] respectivamente. Con esto se calcula el área de la goma, factor de forma, módulo de corte y la rigidez horizontal de los dispositivos LDR que se muestran en la Tabla 4.5 a continuación.

Tabla 4.5 - Valores de diseño del aislador con  $H_r=248$  [mm],  $D_e=580$  [mm].

Parámetro	Valor	Unidad
A	2592	[cm <sup>2</sup> ]
S (LDR)	15,6	-
S (LRB)	17,8	-
G	6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$k_h$	63	[ton/m]

#### 4.5.7 Altura total del aislador.

Para el cálculo de la altura total del aislador (H) la que considera altura de la capa de goma, de acero y ambas placas de conexión, se utiliza Ecuación 4.20 definida a continuación [13], [14].

$$H = h + 2 \cdot t_{ext}$$

$$H = H_r + (n - 1) \cdot t_s + 2 \cdot t_{ext} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

Con

- $t_s$  : Espesor de la placa de acero inicial [mm].
- $H_r$  : Altura total de las capas de goma [mm].
- $n$  : Numero de capas de goma.
- $h$  : Altura del núcleo de plomo igual a  $H_r + (n - 1)$  [mm].

Para el cálculo del número de capas de goma necesarias se utiliza el espesor dado  $t_r$  y la altura total de la goma  $H_r$  obtenida anteriormente como se indica en Ecuación 4.21

$$n = \frac{H_r}{t_r} = \frac{248}{8} = 31 \quad \text{Ecuación 4.21}$$

Con el número de capas de goma, finalmente se calcula la altura total del aislador.

$$H = 248 + (31 - 1) \cdot 1,5 + 2 \cdot 15 = 323 \text{ [mm]}$$

#### 4.5.8 Verificación del tamaño del núcleo de plomo.

Para verificar el diámetro establecido del núcleo de plomo en cada dispositivo, se considera que la capacidad total del sistema de aislación a cero deformación  $Q_i$ , sea de un 2% del peso total que recae en él, como se define en Ecuación 4.22 [13]. La fuerza a cero deformación de cada dispositivo se determina mediante Ecuación 4.23 considerando un total de 20 dispositivos con núcleo de plomo ( $N_p$ )

$$Q_t = 2\% \cdot W = 0,02 \cdot 4554 = 91,1 \text{ [ton]} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

$$Q = \frac{Q_t}{N_p} = \frac{91100}{20} = 4555 \text{ [kg]} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

Con la fuerza a cero deformación de cada dispositivo se determina el área de plomo necesaria mediante la Ecuación 4.24, teniendo en cuenta que Q, es la fuerza necesaria para producir la fluencia del núcleo de plomo. Considerando el esfuerzo de corte de fluencia del plomo establecida en 4.5.1 [13], [14].

$$A_p = \frac{Q}{\tau_p} = \frac{4555}{100} = 46 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

Con el área necesaria establecida, se compara con el área del núcleo de plomo disponible mediante Ecuación 4.25, considerando que el diámetro del núcleo de plomo es igual al diámetro interno establecido en 4.5.1.

$$A_p = \frac{D_i^2 \cdot \pi}{4} = \frac{8^2 \cdot \pi}{4} = 50,3 \text{ [cm}^2\text{]} > 46 \text{ [cm}^2\text{]} \therefore \text{Cumple con área mínima} \quad \text{Ecuación 4.25}$$

Cabe destacar que el tamaño del núcleo de plomo acondiciona la rigidez de los dispositivos y propiedades como la degradación de rigidez y la fuerza de restitución lateral necesaria en un sistema de aislación según norma NCh2745.Of2013. Por lo que un núcleo de plomo sobredimensionado puede provocar que el dispositivo tenga desplazamientos residuales importantes y que el amortiguamiento necesario no sea el adecuado. Estas relaciones se detallaran en el Capítulo 6.2 del análisis no lineal.

#### 4.5.9 Rigidez y frecuencia vertical.

Para el cálculo de la rigidez vertical  $k_v$  de un aislador sin núcleo de plomo se utiliza la rigidez que aporta el conjunto goma-acero y para el aislador con núcleo de plomo, se le suma además la rigidez vertical que aporta el plomo como se establece en las Ecuaciones 4.26 y 4.27 respectivamente [13], [14].

$$k_v = \frac{E_c \cdot A}{H_r}; \text{ (LDR)} \quad \text{Ecuación 4.26}$$

$$k_v = \frac{E_c \cdot A}{H_r} + \frac{E_p \cdot A_p}{h}; \text{ (LRB)} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Con

$E_c$  : Modulo de compresión para el conjunto acero-goma [kg/cm<sup>2</sup>].

$E_p$  : Modulo de compresión del núcleo de plomo considerado como 140000 [kg/cm<sup>2</sup>] [14]

$A_p$  : Área del núcleo de plomo calculado con el diámetro dado  $D_i$ . [cm<sup>2</sup>]

Para el cálculo del módulo de compresión para el conjunto acero-goma se adopta el valor calculado mediante la Ecuación 4.28 [14].

$$E_c = \left( \frac{1}{6 \cdot G \cdot S^2} + \frac{4}{3 \cdot K} \right)^{-1} \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Con

$K$  : Módulo de compresibilidad de la goma considerado igual a 20000 [kg/cm<sup>2</sup>] [14].

$$E_c = \left( \frac{1}{6 \cdot 6 \cdot 15,6^2} + \frac{4}{3 \cdot 20000} \right)^{-1} = \left( \frac{1}{8761} + \frac{4}{60000} \right)^{-1} = 5542 \text{ [kg/cm}^2 \text{]}$$

Con el módulo de compresión se obtiene la rigidez vertical tanto para el dispositivo LDR y LRB.

$$k_v = \frac{5542 \cdot 2592}{24,8} = 579228 \text{ [kg/cm]} ; \text{ (LDR)}$$

$$k_v = 579228 + \frac{140000 \cdot 50,27}{29,3} = 819426 \text{ [kg/cm]} ; \text{ (LRB)}$$

Para calcular la frecuencia vertical  $f_v$ , se establece Ecuación 4.29 para ambos dispositivos. Esta frecuencia debe ser mayor o igual a 10[Hz] [14].

$$f_v = \sqrt{6} \cdot f_h \cdot S \geq 10 \text{ [Hz]} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Considerando la frecuencia horizontal  $f_h$  igual a 0,303 en ambos casos, de acuerdo al período de la estructura aislada.

$$f_v = \sqrt{6} \cdot f_h \cdot S = \sqrt{6} \cdot 0,303 \cdot 15,6 = 11,6 \geq 10 \text{ [Hz]} ; \text{ (LDR)}$$

$$f_v = \sqrt{6} \cdot f_h \cdot S = \sqrt{6} \cdot 0,303 \cdot 17,8 = 13,2 \geq 10 \text{ [Hz]} ; \text{ (LRB)}$$

Ambos dispositivos cumplen con la frecuencia vertical necesaria.

#### 4.5.10 Rigidez horizontal final.

Se determina la rigidez efectiva u horizontal de ambos dispositivos mediante las Ecuaciones 4.30 y 4.31, teniendo en cuenta que los dispositivos con núcleo de plomo presentaran 1,15 veces la rigidez del mismo dispositivo sin núcleo de plomo. [13], [14].

$$k_h = \frac{G \cdot A}{H_r} = \frac{6 \cdot 2592}{24,8} = 627 \text{ [kg/cm]} \approx 63 \text{ [ton/m]} ; \text{ (LDR)} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

$$k_h = 1,15 \cdot \frac{G \cdot A}{H_r} = 1,15 \cdot \frac{6 \cdot 2592}{24,8} = 725 \text{ [kg/cm]} \approx 73 \text{ [ton/m]} ; \text{ (LRB)} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

#### 4.5.11 Verificaciones de estabilidad.

De acuerdo a la bibliografía utilizada, la norma sísmica de edificios aislados NCh2745.Of2013 y a las recomendaciones sobre el diseño de los dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo. Se debe verificar la estabilidad del sistema de aislación bajo deformaciones y fuerzas determinadas, para esto se realizan las siguientes verificaciones teóricas de los dispositivos [2], [13], [14].

#### 4.5.11.1 Verificación por deformación.

La verificación por deformación es para asegurar que el dispositivo no sobrepase la deformación angular máxima propuesta debido a las fuerzas aplicadas en él. Para el cálculo de la deformación angular máxima  $\gamma_{max}$ , se considera que es el resultado de la suma de la deformación angular asociada al corte  $\gamma_s$ , a la compresión  $\gamma_c$  y a la flexión del aislador  $\gamma_b$ , sin embargo esta última se desprecia por la poca influencia en comparación con las otras como se indica en la Ecuación 4.32. [13]

$$\gamma_{max} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \leq \gamma_{max,propuesto} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

Considerando que la deformación por corte y compresión se obtiene mediante las Ecuaciones 4.33 y 4.34 respectivamente. [13]

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad \text{Ecuación 4.33}$$

$$\gamma_c = 6 \cdot S \cdot \varepsilon_c \quad \text{Ecuación 4.34}$$

[13] Con la deformación axial media de la capa de goma  $\varepsilon_c$  definida mediante Ecuación 4.35.

$$\varepsilon_c = \frac{P_{max}}{K_V \cdot H_r} \quad \text{Ecuación 4.35}$$

Utilizando la misma carga axial máxima de compresión para ambos dispositivos se obtienen la deformación por corte y compresión.

$$\varepsilon_c = \frac{170}{57923 \cdot 0,248} = 0,0118 \quad \text{(LDR)} ; \quad \varepsilon_c = \frac{170}{81943 \cdot 0,248} = 0,0084 \quad \text{(LRB)}$$

$$\gamma_s = \frac{26,2}{24,8} = 1,06$$

$$\gamma_c = 6 \cdot 15,6 \cdot 0,0118 = 1,1 \quad \text{(LDR)} ; \quad \gamma_c = 6 \cdot 17,8 \cdot 0,0084 = 0,90 \quad \text{(LRB)}$$

Sumando la deformación angular por corte y compresión se obtiene la deformación máxima para luego obtener la deformación máxima admisible o propuesta  $\gamma_{max,propuesto}$  mediante Ecuación 4.36. [13]

$$\gamma_{max} = 1,06 + 1,1 = 2,16 \quad \text{(LDR)} ; \quad \gamma_{max} = 1,06 + 0,9 = 1,96 \quad \text{(LDR)}$$

$$\gamma_{max,propuesto} = \frac{0,85 \cdot \varepsilon_b}{FS} \quad \text{Ecuación 4.36}$$

Con

$\varepsilon_b$  : Se considera igual a 5,5 en el caso más desfavorable [13].

FS : Factor de seguridad considerado mayor o igual a 1,5 [13].

$$\gamma_{max,propuesto} = \frac{0,85 \cdot 5,5}{1,5} = 3,12$$

Con esto se puede concluir que la deformación máxima obtenida por la acción del corte y la compresión es menor que la deformación propuesta en ambos casos tanto para el dispositivo con núcleo de plomo. Si no cumple con esta condición se debe cambiar la altura de la goma.

$$Y_{\max} \leq Y_{\max, \text{propuesto}}$$

$$2,16 < 3,12 \therefore \text{Cumple (LDR)} ; 1,96 < 3,12 \therefore \text{Cumple (LRB)}$$

#### 4.5.11.2 Verificación al pandeo.

La combinación de corte y de compresión puede producir pandeo en el aislador que provoca la inclinación en las placas internas que lo componen como se muestra en la Figura 4.5.

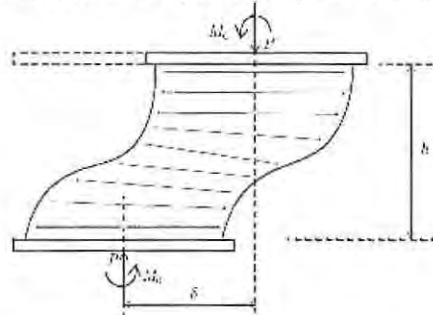


Figura 4.7 –Efecto de pandeo (Fuente Kelly and Konstantinidis, 2011).

Esto induce una pérdida de estabilidad, provocando que la inclinación de las placas de acero cambie el comportamiento de la goma. Por esto que se debe calcular la carga crítica  $P_{\text{crit}}$  que produce dicho pandeo o efecto denominado “tilting” verificando que la relación entre esta carga crítica y la carga máxima sea mayor o igual al factor de seguridad igual a 2 [2].

Definiendo la carga crítica mediante la Ecuación 4.37.

$$P_{\text{crit}} = \frac{P_S}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 4.37}$$

Con

$P_S$  : Carga de corte efectiva definida mediante Ecuación 4.38 [ton].

$P_E$  : Carga de alabeo definida mediante Ecuación 4.39 [ton].

$$P_S = G \cdot A_S \quad \text{Ecuación 4.38}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{\text{eff}}}{h^2} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

Con

$A_S$  : Área de corte efectiva determinada por Ecuación 4.40. La que incluye el área del núcleo de plomo de presentarlo. [cm<sup>2</sup>]

$(EI)_{\text{eff}}$  : Rigidez efectiva considerando la inclinación producida definida mediante Ecuación 4.41 y 4.42. [kg/cm<sup>2</sup>]

$$A_S = A \cdot \frac{h}{H_r} \quad \text{Ecuación 4.40}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \frac{1}{3} \cdot E_C \cdot I \quad ; \quad I = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \left( \frac{D_e}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_i}{2} \right)^4 \right) \quad \text{Ecuación 4.41 y 4.42}$$

Esta verificación es primordial en el diseño del aislador, ya que un dispositivo demasiado esbelto tendrá una carga crítica menor, arriesgando que se produzca el efecto de pandeo, provocando una inestabilidad que tendrá efectos en la superestructura aislada. Esto se puede evitar aumentando el diámetro exterior del dispositivo por lo que aumentaría también la rigidez efectiva. Esto provocaría una disminución del periodo aislado alejándose del periodo objetivo buscado. Por lo que se debe realizar el cambio mediante un proceso de iteración.

Los valores obtenidos por la verificación del pandeo se detallan a continuación.

$$I = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \left( \frac{58}{2} \right)^4 - \left( \frac{8}{2} \right)^4 \right) = 555296 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \frac{1}{3} \cdot 5542 \cdot 555296 = 1025817000 \text{ [kg} \cdot \text{cm}^2\text{]}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot 10258 \cdot 10^5}{29,3^2} = 11793080 \text{ [kg]} \approx 11793 \text{ [ton]}$$

$$A_S = 2592 \cdot \frac{29,3}{24,8} = 3062 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{(LDR)} \quad ; \quad A_S = 2642 \cdot \frac{29,3}{24,8} = 3121 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{(LRB)}$$

$$P_S = 6 \cdot 3062 = 18372 \text{ [kg]} \quad \text{(LDR)} \quad ; \quad P_S = 6 \cdot 3121 = 18726 \text{ [kg]} \quad \text{(LDR)}$$

$$P_{\text{crit}} = \frac{18,4}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{11793}{18,4}} - 1 \right) = 457 \text{ [ton]} \quad \text{(LDR)}$$

$$P_{\text{crit}} = \frac{18,7}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{11793}{18,7}} - 1 \right) = 460 \text{ [ton]} \quad \text{(LRB)}$$

Con estos valores se verifica que la relación entre la carga crítica y la carga máxima sea mayor o igual al factor de seguridad establecido. [13]

$$\frac{P_{\text{crit}}}{P_{\text{max}}} \geq 2$$

$$\frac{457}{170} = 2,7 > 2 \therefore \text{Cumple (LDR)} \quad ; \quad \frac{460}{170} = 2,7 > 2 \therefore \text{Cumple (LRB)}$$

#### 4.5.11.3 Carga vertical nominal máxima.

Para el cálculo de la carga vertical máxima resistente del dispositivo, se debe tener en cuenta el área efectiva del dispositivo. Entendiendo esto como la intersección del área superior e inferior del aislador cuando este presenta el desplazamiento de diseño. A continuación se presenta la Ecuación 4.43 para el cálculo de la carga máxima.

$$P_v = E_c \cdot \frac{A_r \cdot (y_{\max} \text{propuesto} - y_s)}{6 \cdot G} \geq P_{\max} \quad \text{Ecuación 4.43}$$

Con

$A_r$  : Área efectiva de la goma.

A continuación en Figura 4.9 se muestra un esquema del dispositivo indicando el área efectiva de la goma para el desplazamiento de diseño  $D_D$ .

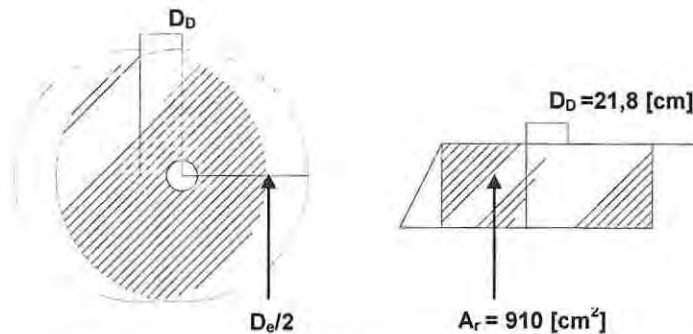


Figura 4.9 - Esquema área efectiva del aislador para el desplazamiento  $D_D$

De acuerdo al valor obtenido del área efectiva de la goma, se determina la carga vertical máxima.

$$P_v = 5542 \cdot \frac{910 \cdot (3,12 - 1,06)}{6 \cdot 6} = 289000 \text{ [kg]} \approx 289 \text{ [ton]}$$

Esta carga vertical se sitúa sobre la carga máxima de compresión determinada en 4.5.3 por lo que el dispositivo tiene el área necesaria.

#### 4.5.12 Características finales de los aisladores con y sin núcleo de plomo.

A continuación se presenta un resumen de las dimensiones y valores determinados en el diseño de los dispositivos elastoméricos con y sin núcleo de plomo.

Tabla 4.6 - Resumen del diseño del aislador elastomérico con y sin núcleo de plomo.

Diseño de LDR y LRB					
$D_D$	21,8	[cm]	$t_r$	0,8	[cm]
$D_M$	26,2	[cm]	$t_s$	0,15	[cm]
$P_{max}$	170000	[kg]	$t_{ext}$	1,5	[cm]
$P_{min}$	20000	[kg]	$G$	6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$H_r$	24,8	[cm]	$S$	15,6	-
$h$	29,3	[cm]	$S^*$	17,8	-
$H$	32,3	[cm]	$E_c$	5542	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$n$	31	[uni]	$k_h$	63	[ton/m]
$D_e$	58,0	[cm]	$k_h^*$	72	[ton/m]
$D_i$	8	[cm]	$k_v$	57923	[ton/m]
$A$	2592	[cm <sup>2</sup> ]	$k_v^*$	81943	[ton/m]
$A_p$	50,27	[cm <sup>2</sup> ]	$k_{htotal}$	1693	[ton/m]

\* Valores dispositivo con núcleo de plomo

Como se describió en el diseño de los dispositivos, ambos tienen la misma forma anular y dimensiones, las que se detallan en la Figura 4.8.

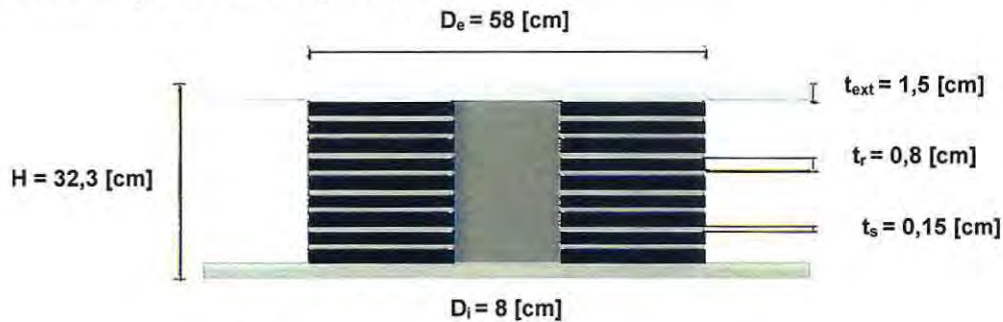


Figura 4.8 - Esquema dispositivo elastomérico con núcleo de plomo.

De acuerdo al diseño de ambos tipos de dispositivos, en la modelación del sistema de aislación se actualizan los valores de la rigidez horizontal y vertical de cada aislador. Con esto se define la rigidez vertical de los deslizadores con un valor de  $k_v = 81943$  [ton/m] correspondiente a la rigidez vertical del dispositivo elastomérico con núcleo de plomo [13].

## CAPITULO V

### 5. Análisis estructura aislada.

En este capítulo se procede a la verificación de los elementos que componen la superestructura, el sistema de aislación y subestructura luego de ubicar los dispositivos de aislación. Esto se realiza con las consideraciones detalladas en 4.3 del análisis modal espectral definido por la norma NCh2745.Of2013.

#### 5.1 Reacciones, períodos y participación modal.

A continuación se presentan las reacciones obtenidas sobre el sistema de aislación y los períodos y participación modal de la estructura aislada.

Tabla 5.1 – Reacciones sobre sistema de aislación.

	Reacciones [ton]		
	Dirección X	Dirección Y	Dirección Z
Carga permanente (D)	0	0	4009
Sobrecarga (L)	0	0	2180
Corte elástico por sismo de diseño en X	307	8	0
Corte elástico por sismo de diseño en Y	8	324	0

Tabla 5.2 – Períodos y participación modal de la estructura aislada.

Modos de vibrar	Período natural [s]	Masa equivalente dirección X	Masa equivalente dirección Y	Masa equivalente giro Z
1	3,4	95%	5%	0%
2	3,4	0%	99%	0%
3	3,0	5%	0%	95%

Como se aprecia en la tabla 5.2. El período fundamental de la estructura aislada corresponde a 3,4 segundos, período objetivo buscado.

De la participación modal se observa que el primer modo tiene un porcentaje de participación del 95% en la dirección X. El segundo modo se comporta con un porcentaje de 99% en la dirección Y. Finalmente el tercer modo de 3,0 segundos es un modo torsional por su alta participación en torno al eje Z del 95% de la masa equivalente. La relación entre los tres primeros períodos es prácticamente uno, lo que demuestra que existe una distribución uniforme del sistema de aislación permitiendo que los modos de vibrar se desacoplen adecuadamente [14].

## 5.2 Verificación de la superestructura.

Para la verificación de los elementos que se ubican por sobre el sistema de aislación, se obtienen los esfuerzos considerando el corte mayor entre los siguientes valores.

- El 80% del corte establecido por la norma NCh2745.Of2013 utilizando un factor de reducción igual a 2 de acuerdo a Tabla 4.3.
- La fuerza lateral sísmica requerida por la NCh433.Of1996 para una estructura de base fija del mismo peso  $W$ , con igual período de la estructura aislada  $T_D$ , considerando  $S$  e  $I$  igual a 1 para todo tipo de suelo.
- Fuerza lateral sísmica requerida para activar completamente el sistema de aislación mayorada por 1,5.

A continuación se muestra los valores de cada corte definido anteriormente.

Tabla 5.3 – Esfuerzos de corte basal.

	Corte basal [ton]	Porcentaje del peso de la estructura
<b>NCh 2745</b>	130	3%
<b>NCh 433</b>	300	7%
<b>Carga de activación sistema de aislación</b>	108	2,4%

Teniendo en cuenta que el mayor valor de corte es el corte mínimo definido por la norma NCh433.Of1996 con lo que es el que se utilizara para la verificación de los elementos de la superestructura, se verifica en primera instancia si los elementos de albañilería cumplen con la resistencia necesaria para ser considerados en la estructura ya aislada. Esto se verifica considerando su rigidez en el modelo aislado.

### 5.2.1 Verificación de albañilería presente en las fachadas en estructura aislada.

Para verificar si el sistema de aislación cumple con mantener bajos los esfuerzos en los elementos de albañilería se obtienen los esfuerzos de corte en los elementos más solicitados mostrados en la Figura 5.1.

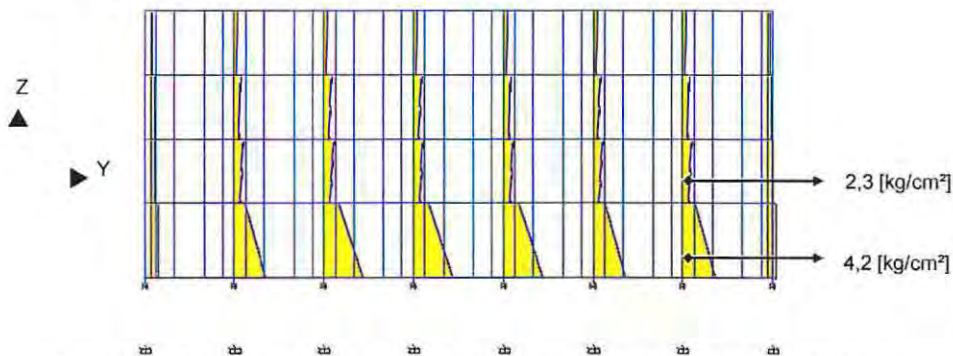


Figura 5.1 – Diagrama de corte en albañilería, eje A (análisis modal espectral).

Como se indica en la Figura anterior la tensión de corte máxima se observa en el primer nivel llegando a una tensión promedio de corte de 4,2 [kg/cm<sup>2</sup>], considerando la resistencia básica de la albañilería de 2.5 [kg/cm<sup>2</sup>], esta no presenta la resistencia necesaria para esta demanda. A pesar de que los esfuerzos en la albañilería disminuyen considerablemente, según el análisis modal espectral, la aislación no mantiene sin daños todos estos elementos.

De acuerdo a esto se procede a realizar la verificación de los perfiles de acero correspondientes.

## 5.2.2 Verificación elementos estructurales de acero.

De acuerdo a que en la superestructura del edificio aislado se consideran los mismos elementos estructurales de acero, que en el modelo de la condición actual definido en el Capítulo 2. Se verifican los mismos perfiles de acero que en el inciso 2.4.4. de acuerdo al código AISC360-10 "Specification for structural Steel buildings" y las disposiciones de Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD), cumpliendo los requisitos de esta especificación cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida, determinada de acuerdo a las combinaciones de carga LRFD. Como lo indica la Ecuación 2.11. [11]

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

Con

$R_u$  : Resistencia requerida (LRFD)

$R_n$  : Resistencia nominal según verificación correspondiente.

$\phi$  : Factor de resistencia según verificación correspondiente.

$\phi \cdot R_n$  : Resistencia de diseño.

De acuerdo a esto se obtienen las demandas en cada elemento del modelo aislado y se compara con las resistencias de diseño definidas en 2.4.4.1, 2.4.4.2, 2.4.4.3, 2.4.4.4, 2.4.4.5.

A continuación se detalla en Tabla 5.4 las resistencias de diseño y demanda por compresión, flexión y corte de los elementos de acero como columnas interiores cruciformes (4L 160x160x15), vigas interiores (DT 500x200x25) verificando la demanda con solo el alma de la viga y con la sección completa. Además de la columna, diagonal y placa de unión del refuerzo estructural del 2010, columnas de fachada y viga de fachada.

Tabla 5.4 – Resistencias de diseño y demanda elementos de acero.

Elemento	Resistencia de diseño			Demanda			
	$\phi P_n$ [ton]	$\phi M_n$ [ton·m]	$\phi V_n$ [ton]	$P_u$ [ton]	$M_u$ [ton·m]	Esfuerzos combinados	$V_u$ [ton]
Columna interior	335	30	252	140	7	0,62	3,5
Viga interior (considerando alma)	-	35	169	-	18	-	12
Viga interior (conexión completa)	-	81	169	-	22	-	12
Columna refuerzo	24,5	1	8,1	4	0,03	0,12	0,03
Diagonal refuerzo	19	-	-	8	-	-	-
Placa de unión	-	0,09	26	-	0,08	-	9
Columna fachada	31	0,68	34,2	15	0,16	0,44	1,4
Viga fachada	-	45	85	-	17	-	12

De acuerdo a los valores obtenidos de las demandas de la estructura aislada todos los elementos cumplen con la resistencia de diseño establecida por el código AISC360-10. Destacando que al igual que en el análisis de la estructura de base fija, la primera conexión de las placas de unión del refuerzo tienen una demanda que supera la resistencia de diseño en un 66% ( $M_u=0,15$  [ton·m]). Sin embargo el resto de las placas tienen una demanda menor a la resistencia de diseño esto se explica por qué el refuerzo busca empotrarse con la columna de la fachada en este nivel lo que provoca un mayor esfuerzo en comparación con las uniones superiores.

### 5.3 Verificación de la subestructura.

Para los elementos bajo el sistema de aislación, su verificación se realiza considerando el 90% del corte elástico del sismo de diseño establecido en Tabla 5.1 reducido por el factor 1,5 definido por norma NCh2745.Of2013. Los valores del corte utilizado para la verificación de la subestructura se detallan en Tabla 5.5

Tabla 5.5 – Esfuerzo de corte de diseño subestructura.

	Corte basal [ton]
Corte en dirección X	216
Corte en dirección Y	217

De acuerdo a esto, los elementos que se encuentran debajo de cada dispositivo deben tener la resistencia necesaria para cumplir con los parámetros de diseño correspondientes de acuerdo a las solicitaciones establecidas.

La subestructura o el nivel del subterráneo como se indicó en 1.3.1 se compone de dos elementos estructurales. Un muro perimetral de hormigón en masa y columnas cruciformes de acero. Por presentar un espesor de 86 [cm] no se hace necesario verificar la resistencia del muro perimetral con las cargas establecidas en este capítulo. Por esto la verificación de la subestructura se centra en las columnas cruciformes interiores del edificio.

#### 5.3.1 Verificación columnas del subterráneo.

Para la verificación de las columnas del subterráneo se obtienen las solicitaciones de acuerdo a la carga axial y al corte máximo que recaen en los dispositivos sobre las columnas los que se indican a continuación.

$$V_{\max} = 13 \text{ [ton]} ; P_{\max} = 160 \text{ [ton]}$$

El momento máximo se determina considerando el desplazamiento total de diseño y la carga máxima de compresión en los dispositivos sobre las columnas definido por Ecuación 5.1.

$$M_u = P_{\max} \cdot D_{TD} = 160 \cdot 0,236 = 38 \text{ [ton·m]} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Con estos valores se verifica la resistencia de la columna cruciforme de mismas propiedades y sección transversal (4L160x160x15) del primer nivel verificada en el punto 5.2.2. Por lo que solo se detallaran las comparaciones entre las resistencias de diseño y resistencias solicitantes de compresión, flexión, esfuerzos combinados y corte.

- **Por compresión**

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 372 \text{ [ton]} = 335 \text{ [ton]} \quad ; \quad P_u = 160 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \therefore \text{Cumple}$$

Con estos valores se determina la ecuación para la verificación por esfuerzos combinados de acuerdo a la razón entre la resistencia de diseño y la carga solicitada.

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = 0,47 \therefore \text{Aplica la ecuación } \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1 \text{ para esfuerzos combinados}$$

- **Por flexión y esfuerzos combinados.**

$$M_{cx} = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 33 = 30 \text{ [ton}\cdot\text{m]} \quad ; \quad M_u = 38 \text{ [ton}\cdot\text{m]}$$

$$\phi \cdot M_n < M_u \therefore \text{No Cumple}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) = \frac{160}{335} + \frac{8}{9} \cdot \frac{38}{30} = 0,47 + 1,12 = 1,6 > 1$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) > 1 \therefore \text{No Cumple}$$

- **Verificación al corte.**

$$V_n = 0,6 \cdot 2300 \cdot 96 \cdot 1 = 132,5 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n = 0,9 \cdot 132,5 = 119,3 \text{ [ton]} \quad ; \quad V_u = 18 \text{ [ton]}$$

$$\phi_c \cdot V_n > V_u \therefore \text{Cumple}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos las columnas del subterráneo no cumplen con el diseño por esfuerzos combinados ni por flexión de acuerdo a las consideraciones de AISC360-10, esto puede solucionarse mediante la incorporación de hormigón cubriendo las columnas de acero (encamisado) convirtiéndolas en columnas mixtas. Esto ya se ha implementado en la mayoría de las columnas del subterráneo como se muestra en las Fotografías 5.1 y 5.2.



Fotografía 5.1 – Columnas cruciformes en subterráneo.



Fotografía 5.2 - Columnas cruciformes en subterráneo.

### 5.3.1 Verificación sistema de aislación.

De acuerdo a los desplazamientos para el sismo de diseño y máximo posible establecidos en el inciso 4.5.2 se verifican los desplazamientos obtenidos por el análisis dinámico. A continuación se presenta en Tabla 5.6 los desplazamientos totales de diseño y los desplazamientos totales máximos con los respectivos desplazamientos obtenidos en el análisis dinámico.

Tabla 5.6 –Desplazamientos totales de diseño y totales máximos obtenidos del análisis dinámico.

NCh2745 [mm]	Análisis dinámico	
	Dirección X [mm]	Dirección Y [mm]
$D_{TD} = 205$	230	190
$D_{TM} = 218$	280	240

De acuerdo a los valores obtenidos los desplazamientos del sistema de aislación cumplen con las disposiciones que propone la norma NCh2745.Of2013.

Con el análisis modal espectral se verifican los esfuerzos de corte y carga axial máximas en los dispositivos del sistema de aislación para asegurar la estabilidad bajo las cargas verticales y de corte para las que fueron diseñados.

A continuación se presentan los valores máximos de corte en los dispositivos elastoméricos con y sin núcleo de plomo (LRB y LDR). Además de la carga axial máxima para los tres tipos de dispositivos utilizados incluyendo deslizadores producidos por el sismo de diseño establecido en el inciso 4.3.

Tabla 5.7 –Esfuerzos máximos en dispositivos de aislación y capacidad.

Dispositivo	Esfuerzos máximos		Capacidad	
	V [Ton]	P [Ton]	V [Ton]	P [Ton]
Elastomérico sin núcleo de plomo	13	202	16	289
Elastomérico con núcleo de plomo	14	172	16	289
Deslizador	-	176	-	300

De acuerdo a los valores anteriores ningún dispositivo tiene solicitaciones mayores a la resistencia de corte y compresión de cada dispositivo, en el caso de los aisladores sin núcleo de plomo presentan una tracción de 15 [ton], lo que equivale a  $1,2 \cdot G \cdot A$ . Tracción menor a los  $3 \cdot G \cdot A$  que pueden soportar los dispositivos elastoméricos [13]. En el resto de los dispositivos no se aprecia indicios de tracción.

## CAPITULO VI

### 6. Análisis dinámico no lineal.

De acuerdo a lo establecido en los capítulos anteriores se ha establecido una condición actual de la estructura del edificio Hucke mediante el análisis modal espectral establecido en la norma NCh433.Of1996 "Diseño Sísmico de Edificios" y el decreto N°61. Con la condición actual ya determinada se diseñó un sistema de aislación mediante el análisis dinámico modal espectral establecido en la norma NCh2745.Of2013 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica" con el fin de mejorar el desempeño de la estructura frente a fuerzas sísmicas.

Para verificar, analizar y evaluar la respuesta estructural del edificio patrimonial Hucke con el sistema de aislación y compararlo con la estructura en su situación actual, se utiliza el análisis dinámico no lineal de respuesta en el tiempo mediante el programa ETABS V15.1.0.

#### 6.1 Análisis de respuesta en el tiempo.

Para este análisis la norma NCh2745.Of2013 determina que se debe realizar con al menos tres pares de componentes horizontales de registros que sean apropiados, o sea que posean magnitudes y características del tipo de suelo y zona sísmica en que se encuentra la estructura. Teniendo en cuenta que ya se diseñó y verificó el sistema de aislación de acuerdo al análisis modal espectral de la misma norma y que se cuenta con registros de la zona donde se encuentra emplazada la estructura. Se determina realizar el análisis del desempeño sísmico de la estructura con y sin aislación sísmica utilizando solo dos registros.

El análisis de ambas estructuras se realiza solo en la dirección "Y" ya definida en los capítulos anteriores, esto por presentar los mayores desplazamientos de acuerdo a los análisis previos realizados con la norma NCh433.Of1996 y NCh2745.Of2013.

##### 6.1.1 Definición de registros.

Como se indicó en el punto anterior para este análisis se utilizan dos registros sísmicos, ambos obtenidos en la ciudad de Valparaíso en la estación El Almendral Barrio donde se emplaza la estructura estudiada. Los registros se obtuvieron del terremoto del Maule del 27 de febrero del año 2010 y del terremoto de Algarrobo del 3 de marzo del año 1985. Ambos eventos descritos en el Capítulo 1 de la historia de la estructura.

A continuación se muestra cada uno de los registros utilizados ya corregidos ubicando la aceleración máxima en cada uno de ellos y la componente utilizada por presentar mayor aceleración.

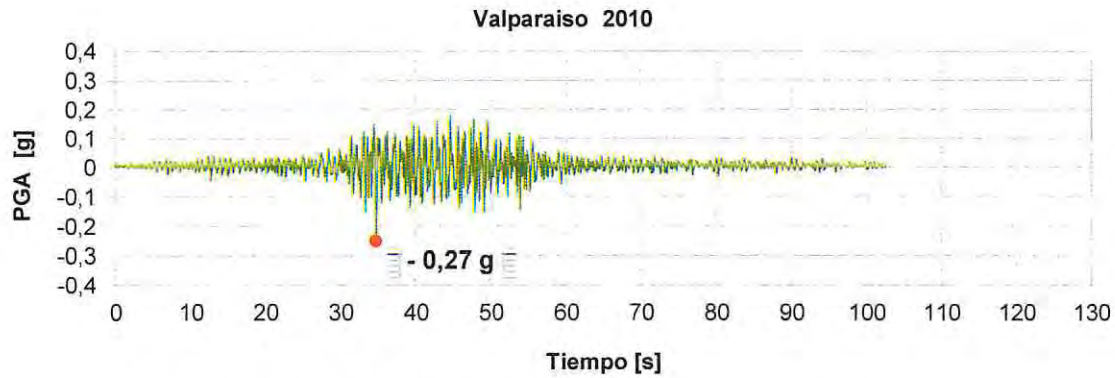


Figura 6.1 – Registró corregido El Almendral, 27 de febrero del 2010.

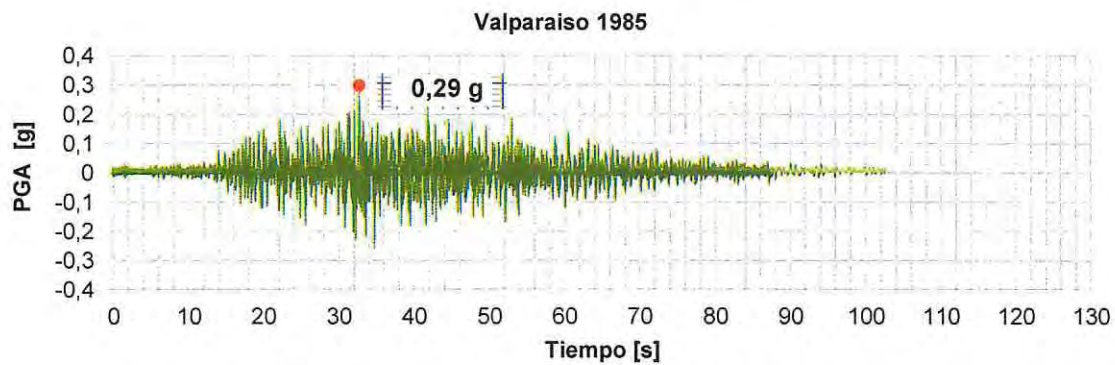


Figura 6.2 – Registró corregido El Almendral, 03 de marzo de 1985.

De forma comparativa a continuación se presentan los espectros de aceleración tanto de los registros establecidos anteriormente como de los espectros elásticos del sismo de diseño y máximo posible definidos en 4.3.1 con un amortiguamiento del 5%

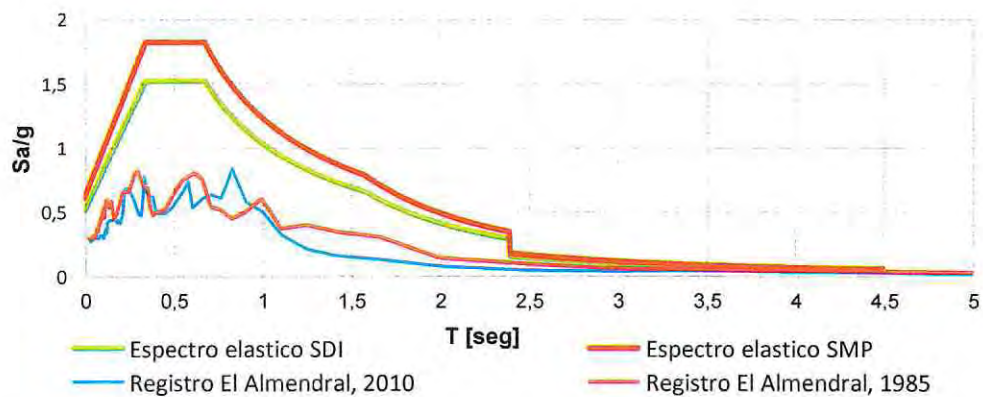


Figura 6.3 – Espectros de respuesta de aceleración de registros sísmicos para análisis tiempo historia y espectro elástico de norma NCh2745.

## 6.2 Características del modelo estructural de la condición actual del edificio Hucke.

### 6.2.1 Placas de unión de refuerzo estructural.

De acuerdo a lo establecido en el Capítulo 2 y a la verificación de los elementos estructurales que componen el edificio mediante el análisis correspondiente, se observa una alta demanda en las placas que permiten la unión entre el refuerzo estructural del 2010 y la fachada de la estructura, sobre todo de las primeras placas del primer nivel en cuanto a flexión en torno al eje débil y al esfuerzo de corte.

Por esto se decide cambiar los elementos tipo "barra" que representan las placas de unión por un elemento que pueda representar el comportamiento no lineal de esta. Para esto se utiliza el elemento de enlace tipo "Plastic-Wen" que consiste en un modelo introducido por Bouc y desarrollado por Wen en el año 1976 para representar el comportamiento cíclico de un resorte axial presentando una regla de histéresis que representa las propiedades de la placa de unión [18]. A continuación se muestra un esquema del modelo utilizado para representar la no linealidad de la placa de unión tanto para la flexión en torno al eje débil ( $k_x$ ), como al esfuerzo de corte ( $k_y$ ).

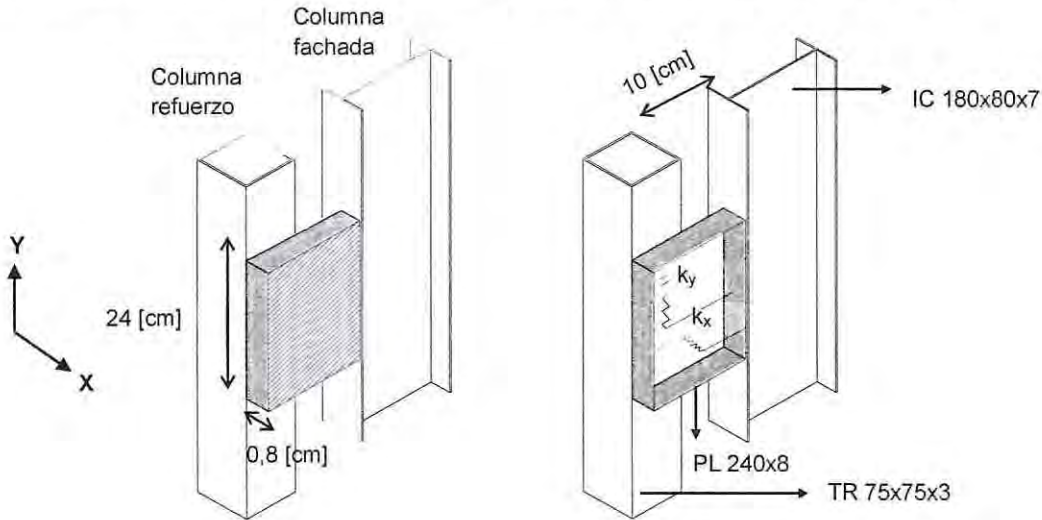


Figura 6.4 – Esquema modelo no lineal de la placa de unión del refuerzo estructural.

Como este tipo de elemento se basa en resortes axiales requiere la definición de la fuerza de fluencia, rigidez axial y exponente de fluencia. Para esto se define la rigidez de la placa frente a cortante en ambas direcciones (eje débil y eje fuerte) mediante Ecuación 6.1 y 6.2 respectivamente.

$$k_{vx} = \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{L^3} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

$$k_{vy} = \frac{G \cdot A}{L} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Con

E : Modulo de elasticidad del acero [kg/cm<sup>2</sup>].

I<sub>y</sub> : Inercia en el eje débil [cm<sup>4</sup>].

G : Modulo de corte del acero [kg/cm<sup>2</sup>].

A : Área transversal [cm<sup>2</sup>].

L : Longitud referida al distanciamiento entre las uniones de la placa [cm].

$$k_{vx} = \frac{12 \cdot 2000000 \cdot 1}{10^3} = 24000 \text{ [kg/cm]} \approx 2400 \text{ [ton/m]}$$

$$k_{vx} = \frac{800000 \cdot 19,2}{10} = 1536000 \text{ [kg/cm]} \approx 153600 \text{ [ton/m]}$$

La fuerza de fluencia para la flexión en torno al eje débil se determina mediante el momento necesario para la plastificación de la placa calculada por Ecuación 6.3 y 6.4.

$$F_Y = \frac{M_{py}}{L} ; \text{ Con } M_{py} = Z_y \cdot \sigma_y \quad \text{Ecuación 6.3 y 6.4}$$

Con

M<sub>py</sub> : Modulo plástico en torno al eje débil [ton·m].

Z<sub>y</sub> : Modulo plástico definido en Tabla 2.16 [cm<sup>3</sup>].

$$M_{py} = 3,8 \cdot 2500 = 9500 \text{ [kg·cm]} \approx 0,095 \text{ [ton·m]}$$

$$F_Y = \frac{0,095}{0,1} = 0,95 \text{ [ton]}$$

La fuerza de fluencia en la dirección (Y) donde la placa trabaja a corte la placa se determina mediante el corte de fluencia definido por Ecuación 6.5.

$$F_y = 0,6 \cdot \sigma_y \cdot A = 0,6 \cdot 2500 \cdot 19,2 = 28800 \text{ [kg]} \approx 28,8 \text{ [ton]} \quad \text{Ecuación 6.5}$$

En Tabla 6.1 se resumen las tres propiedades definidas para la modelación de la placa mediante el elemento "plastic wen" para la dirección X e Y de la placa según sistema de referencia de Figura 6.4.

Tabla 6.1- Parámetros del modelo Plastic Wen.

	Dirección X	Dirección Y
Fuerza de fluencia [ton]	0,95	28,8
Rigidez axial [ton/m]	2400	153600
Exponente Fluencia EXP	20	20

A continuación se presenta un ciclo de histéresis de la placa unión definida anteriormente.

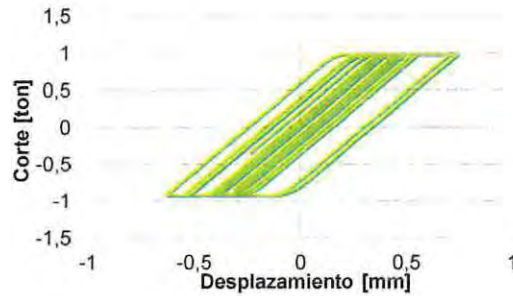


Figura 6.5 – Ciclos de histéresis del modelo Plastic Wen para placa de unión del refuerzo.

La elección de este tipo de ciclo para representar el comportamiento de la placa de unión es porque la placa no presenta una falla frágil por lo que los ciclos son estables como se muestran en Figura 6.5. Este tipo de comportamiento se basa en el observado en los dispositivos de disipación tipo ADAS [18]. Como se muestra en Figura 6.6.

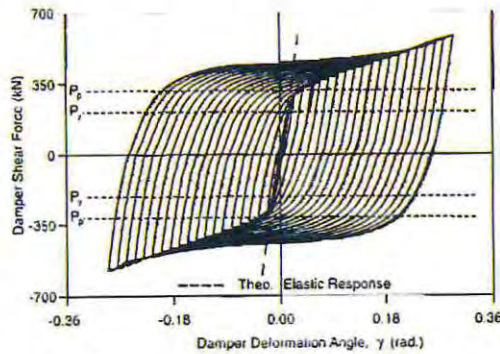


Figura 6.6 – Ciclos de histéresis de un dispositivo ADAS.

### 6.2.2 Columnas de fachada.

Con la no linealidad de la placa de unión definida, se verifican los esfuerzos en las columnas a las que se unen los refuerzos estructurales (IC 180x80x7). A continuación se muestra el diagrama de carga axial en columnas de fachada del eje A.

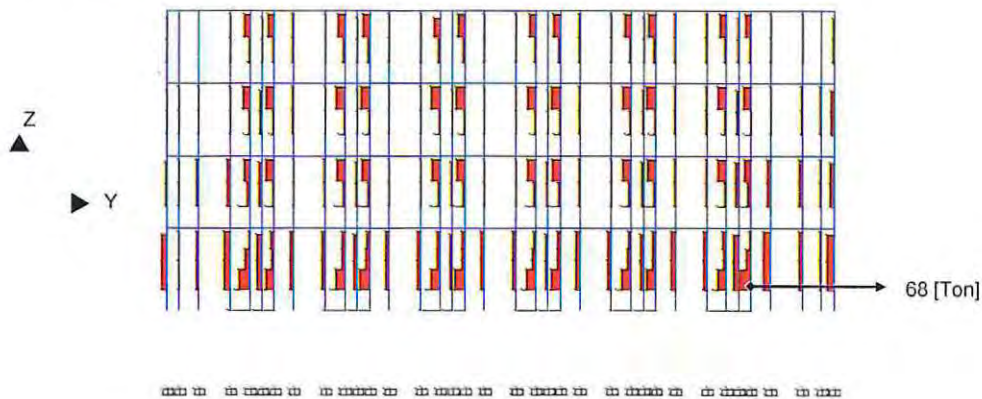


Figura 6.7 – Diagrama carga axial en columnas de fachada, eje A.

De acuerdo al diagrama mostrado en Figura 6.7 las columnas más solicitadas se encuentran en el primer nivel de la estructura. Para su comprobación se determina la carga crítica de compresión de acuerdo a la mayor esbeltez de la columna determinada por Ecuación 2.42 en ambas direcciones con el largo efectivo mostrado en Figura 6.8, considerando la distribución de carga axial mostrada en Figura 6.9.

$$\lambda_y = \left( \frac{KL}{r_y} \right) = \frac{1 \cdot 180}{1,36} = 132,4 ; \lambda_x = \left( \frac{KL}{r_x} \right) = \frac{1 \cdot 432}{6,31} = 68,5$$

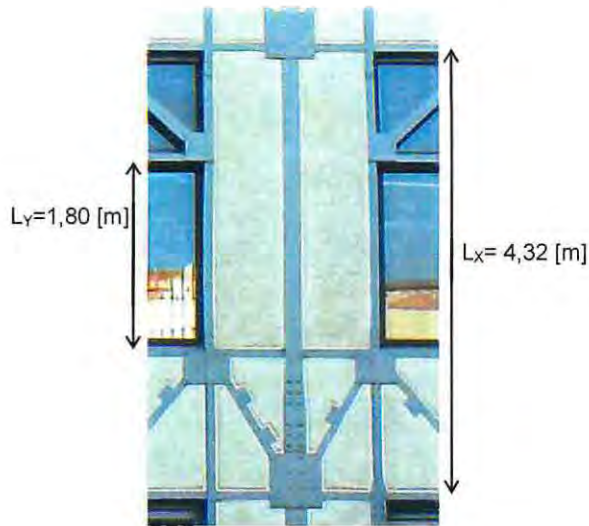


Figura 6.8 – Esquema longitud efectiva columna de fachada.

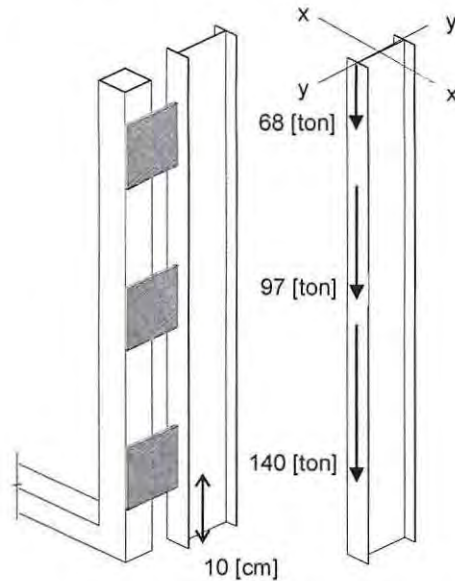


Figura 6.9 – Esquema carga de compresión puntos de conexión con refuerzo estructural.

Considerando la esbeltez de la columna  $\lambda_y$ , se compara con la esbeltez límite mediante Ecuación 2.19.

$$\lambda_r = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 4,71 \cdot \sqrt{800} = 133$$

$\lambda < \lambda_r$  ∴ se aplica la ecuación del rango inelástico

Con esto se obtiene la tensión elástica por pandeo  $F_e$  de acuerdo a Ecuación 2.17 y la tensión crítica  $F_{cr}$  con Ecuación 2.15.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{132^2} = \frac{19739209}{17424} = 1133 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 0,658 \frac{2500}{1133} \cdot 2500 = 0,658^{2,206} \cdot 2500 = 993 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Con la tensión crítica se determina la carga nominal y la carga de diseño y se determina la razón entre la carga ultima y nominal.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 993 \cdot 34,4 = 34160 \text{ [kg]} \approx 34 \text{ [ton]}$$

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 34 \text{ [ton]} = 31 \text{ [ton]} ; P_u = 68 \text{ [ton]}$$

$$\frac{P_u}{P_n} \approx 200\% \therefore \text{No cumple}$$

Teniendo en cuenta la incursión inelástica de la placa de unión y la superación en el doble de la resistencia nominal a compresión de las columnas presentes en la fachada. Se decide desvincular estos elementos del muro del subterráneo.

La desvinculación se realiza ya que si bien se limitaron los esfuerzos que pasan por la placa de unión, aún se produce un exceso de carga de compresión en el primer nivel de la estructura esto por la misma naturaleza que presenta el refuerzo, que al no presentar empotramiento en la estructura a nivel del subterráneo, en las primeras conexiones se traspasa toda la carga proveniente del mismo refuerzo como se aprecia en la Figura 6.9.

Con la desvinculación realizada los esfuerzos disminuyen tanto en los refuerzos como en las columnas de la fachada como se muestra en Figura 6.10.

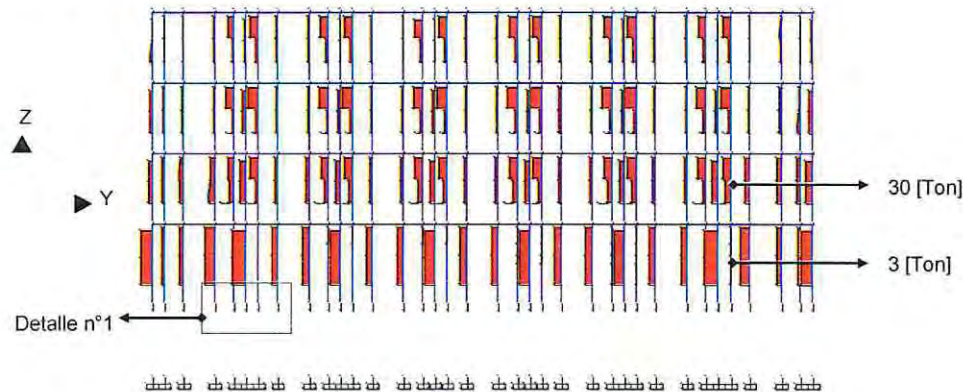


Figura 6.10 – Diagrama carga axial en columnas de fachada, eje A desvinculadas.

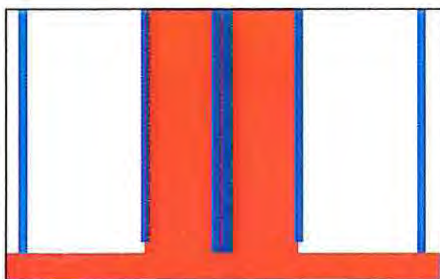


Figura 6.11 – Detalle n°1, elevación eje A, columnas desvinculadas.

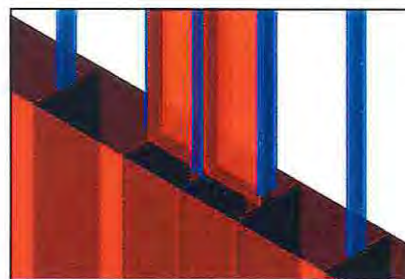


Figura 6.12 – Desvinculación de columnas de fachada vista 3D.

## 6.3 Resultados del análisis de la estructura en su condición actual.

### 6.3.1 Desplazamientos máximos absolutos y desplazamientos remanentes.

En Figura 6.13 y 6.14 se muestran los desplazamientos máximos absolutos y los desplazamientos remanentes respectivamente producidos por los registros de la estación El Almendral de 1985 y 2010. Cabe destacar que para determinar los desplazamientos remanentes se utilizaron los mismos registros pero con 10 segundos más del tiempo total en cada uno.

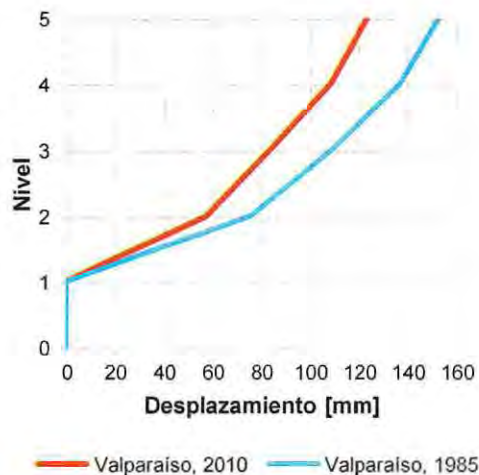


Figura 6.13 – Desplazamientos máximos condición actual

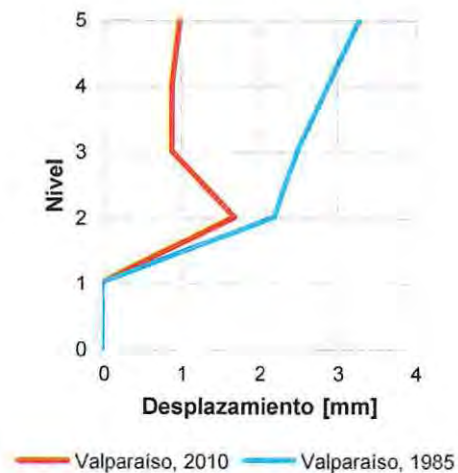


Figura 6.14 – Desplazamientos remanentes condición actual

El mayor desplazamiento es producido por el registro de 1985 en el quinto nivel de 160 [mm], para el registro de 2010 se produce un desplazamiento máximo de 130 [mm].

Lo mismo ocurre en los desplazamientos remanentes los que para el registro de Valparaíso de 1985 el máximo es de 3 [mm] en el quinto nivel y para el registro del 2010 es de 1,7 [mm] en el segundo nivel. Esto demuestra que si bien existen incursiones inelásticas de algunos elementos del refuerzo la estructura no presenta valores importantes de deformaciones remanentes con estos registros.

### 6.3.2 Desplazamientos relativos de entrepisos y aceleraciones absolutas.

En Figura 6.15 se detallan los desplazamientos relativos de entrepiso para la estructura de base fija producidos por ambos registros utilizados. Y en Figura 6.16 se definen las aceleraciones absolutas por piso producidas.

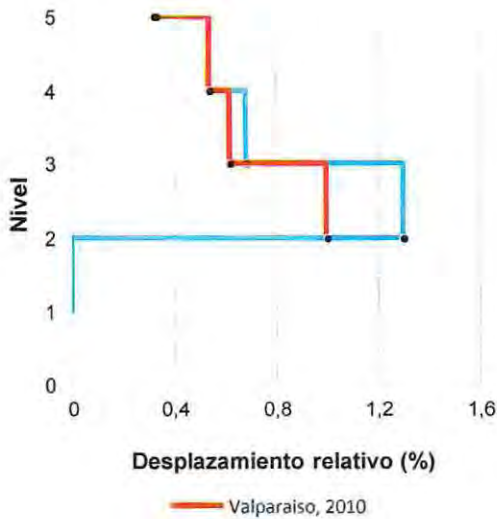


Figura 6.15 – Desplazamientos relativos entre pisos condición actual

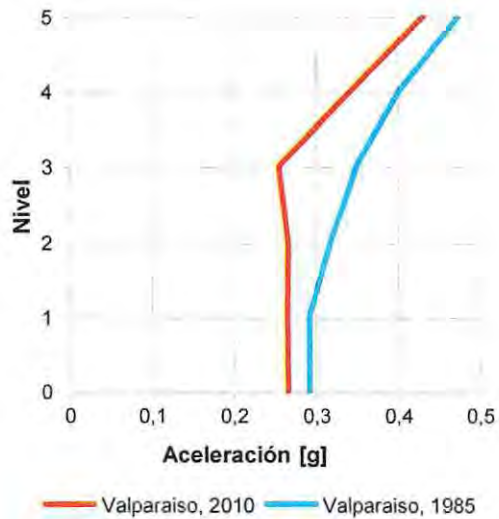


Figura 6.16 – Aceleraciones absolutas condición actual

Todos los desplazamientos relativos de entrepisos superan el 0,3% produciéndose los máximos desplazamientos relativos por ambos registros en el segundo nivel de la estructura con un máximo de 1,3%.

En cuanto a las aceleraciones absolutas tienen similar comportamiento observando que en ambos registros el incremento desde el primer al quinto nivel es similar, destacando que existe un quiebre en el tercer nivel producto de que son resultados absolutos que no se producen necesariamente en el mismo instante. El máximo valor es de 0,47g en el quinto nivel para el registro de 1985.

### 6.3.3 Demandas en placas de unión.

De acuerdo a los resultados obtenidos de un total de 392 placas utilizadas para unir los 14 refuerzos estructurales ubicados en la dirección del análisis. El 40% de estas incursionan en el rango no lineal producto de alcanzar la fuerza de fluencia definida para la flexión en torno al eje débil de 0,95 [ton] producto de las solicitaciones del registro de Valparaíso de 1985.

### 6.3.3 Demandas en elementos de acero.

Luego de desvincular las columnas de fachada, si bien se produce un aumento en la demanda de corte y momento en las vigas de fachada, esta demanda es menor a la resistencia nominal de la viga. Lo mismo ocurre en las columnas interiores con respecto a la carga axial y momento, sin superar la resistencia nominal de estas. A continuación se muestran los diagramas de momento y corte de las vigas de fachadas además de los diagramas de carga axial y momento de las columnas interiores en Figuras 6.17, 6.18, 6.19 y 6.20.

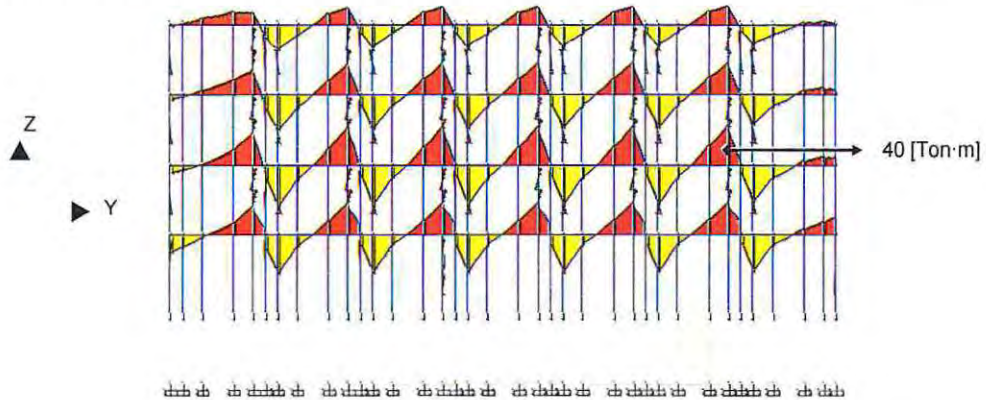


Figura 6.17 – Diagrama momento en vigas de fachada, eje A, condición actual.

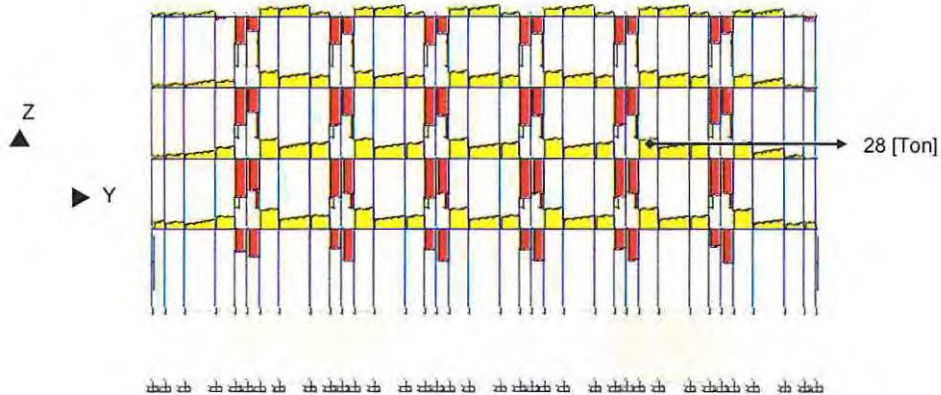


Figura 6.18 – Diagrama de corte en vigas de fachada, eje A, condición actual.

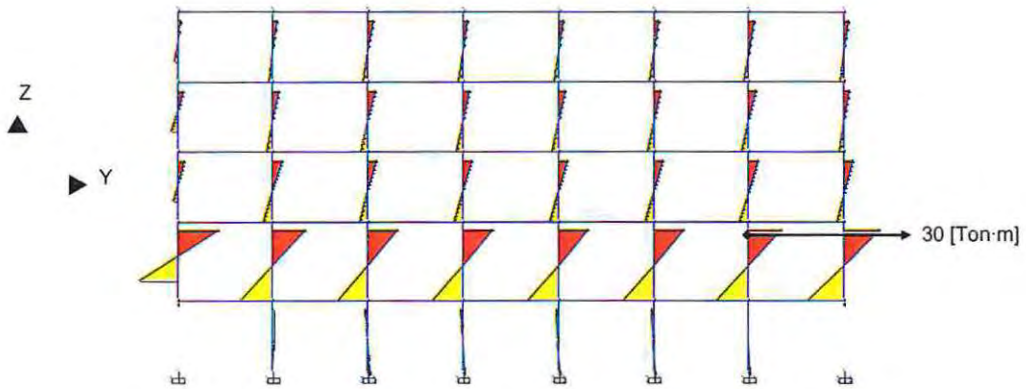


Figura 6.19 – Diagrama de momento en columnas interiores, eje B, condición actual.

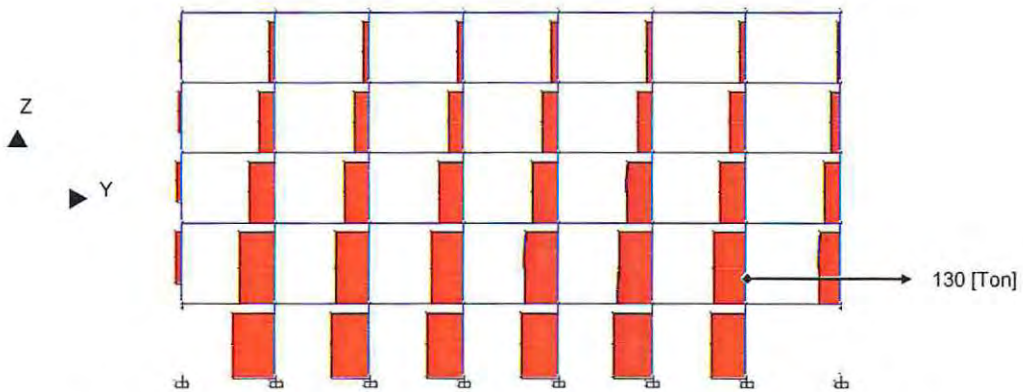


Figura 6.20 – Diagrama carga axial en columnas interiores, eje B, condición actual.

## 6.4 Características del modelo del sistema de aislación del edificio Hucke.

Para el análisis tiempo historia de la estructura aislada se utiliza el mismo modelo establecido en Capítulo 4 pero considerando la flexibilidad tanto de la superestructura como el comportamiento histerético de los aisladores mediante la incorporación de la rigidez lateral mediante elementos no lineales dejando la rigidez vertical lineal como se observa en el esquema de la Figura 6.21.

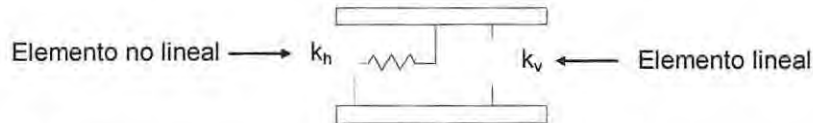


Figura 6.21 – Esquema modelo no lineal de los aisladores elásticos con y sin núcleo de plomo.

Para las placas de unión del refuerzo estructural se decide no incluir las propiedades no lineales definidas en el modelo de la condición actual de la estructura. Esto por los valores que se obtuvieron en el análisis modal espectral de la estructura aislada en el inciso 5.2. De acuerdo a estos mismos valores la albañilería de los elementos de la fachada no presenta la resistencia necesaria para mantenerse sin daños ante un eventual evento sísmico a pesar de la instalación de dispositivos de aislación. En el análisis tiempo historia se verifican nuevamente los esfuerzos pero utilizando los registros de terremotos que tuvieron un impacto negativo real en la albañilería de relleno de las columnas de la fachada del edificio Hucke.

### 6.4.1 Propiedades del Modelo bilineal de los aisladores LDR, LRB y Deslizantes.

Para una utilización segura de los dispositivos de aislación las propiedades mecánicas de los diferentes tipos de aisladores han sido investigadas intensamente. Para esto se ha logrado representar el comportamiento histerético de estos en un modelo bilineal el que puede ser utilizado para la mayoría de dispositivos incluyendo los que presentan dependencia de la velocidad de deformación y carga axial.

Para determinar el modelo matemático bilineal, se definen cuatro parámetros básicos calculados de diferentes formas de acuerdo al aislador elegido, rigidez efectiva  $k_{eff}$  o  $k_h$ , rigidez inicial  $k_i$ , o  $k_1$ , rigidez post-fluencia  $k_p$  o  $k_2$ , la capacidad del aislador a cero deformación  $Q$  y la fuerza de fluencia del dispositivo  $F_y$ . Estos parámetros permitirán además el cálculo del desplazamiento de fluencia que tendrán los dispositivos. En el caso particular de los dispositivos deslizantes se modelaran solo definiendo una rigidez vertical igual al valor establecido para los dispositivos elásticos con núcleo de plomo [13].

A continuación se muestra un esquema de un ciclo del modelo bilineal tipo, identificando sus respectivos parámetros en Figura 6.22.

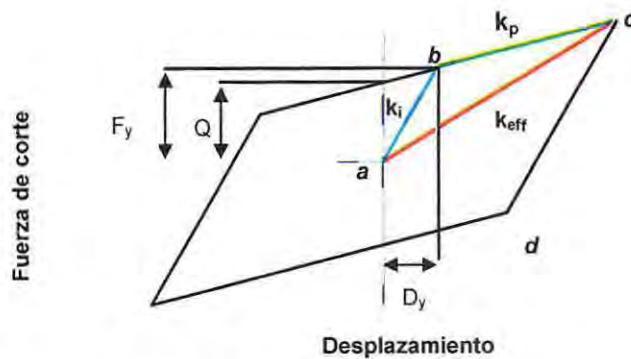


Figura 6.22 – Esquema modelo bilineal tipo.

En la Figura anterior se identifican cuatro puntos de la trayectoria del modelo bilineal (*a*, *b*, *c* y *d*). Cuando una fuerza cortante se comienza a aplicar al aislador, se da una relación lineal entre el cortante y el desplazamiento lateral la que está representada por la recta *ab* con pendiente igual a la rigidez inicial ( $k_i$ ) del dispositivo.

Una vez la fuerza cortante llega al punto *b*, es decir a la fuerza de fluencia del aislador ( $F_y$ ), este comienza un proceso donde los desplazamientos van en aumento con pequeños incrementos en la fuerza de corte la que está definida por la rigidez post fluencia ( $k_p$ ). Si la descarga inicia en el punto *c*, la trayectoria de descarga se realiza mediante la misma pendiente de la recta *ab* o sea mediante la rigidez inicial hasta el punto *d*.

El valor del cortante entre el punto *c* y *d* es igual a dos veces la fuerza de fluencia del aislador ( $2 \cdot F_y$ ). Más allá del punto *d* la trayectoria de descarga es paralela a la recta *bc* manteniendo la misma rigidez post-fluencia del aislador.

Cabe destacar que cada dispositivo tendrá un ciclo diferente dependiendo del tipo de aislador pero manteniendo el modelo bilineal.

A continuación se detalla el cálculo de las rigideces y valores necesarios del dispositivo de bajo amortiguamiento y del aislador con núcleo de plomo, para establecer el modelo bilineal descrito anteriormente para cada uno.

#### 6.4.1.1 Dispositivo elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR).

Con la rigidez efectiva o horizontal ( $k_{eff}$  o  $k_h$ ) definida en 4.5.9 de 70 [ton/m], se obtiene el desplazamiento de fluencia  $D_y$  establecido como el 10% de la altura total de la goma como se indica en Ecuación 6.6 [13]. La energía disipada por ciclo  $W_D$  (área bajo la curva que forma el ciclo completo del modelo bilineal del gráfico de la Figura 6.20). Se determina con el amortiguamiento del 7% de acuerdo a las propiedades de la goma por si sola mediante Ecuación 6.7 [12].

$$D_y = 0,1 \cdot H_r = 0,1 \cdot 20 = 2 \text{ [cm]} \quad \text{Ecuación 6.6}$$

$$W_D = 2 \cdot \pi \cdot k_{eff} \cdot D_D^2 \cdot \beta = 2 \cdot \pi \cdot 70 \cdot 0,218^2 \cdot 0,07 = 1,46 \text{ [ton}\cdot\text{m]} \quad \text{Ecuación 6.7}$$

La energía disipada puede ser expresada también en función de la capacidad del aislador a cero deformación ( $Q$ ), del desplazamiento de diseño y de fluencia mediante Ecuación 6.8. Con esta expresión se determina la capacidad a cero deformación [12].

$$W_D = 4 \cdot Q \cdot (D_D - D_y) \rightarrow Q = \frac{W_D}{4 \cdot (D_D - D_y)} \quad \text{Ecuación 6.8}$$

$$Q = \frac{1,46}{4 \cdot (0,218 - 0,02)} = 1,84 \text{ [ton]}$$

Con la capacidad a cero deformación ya establecida, se determina la rigidez post-fluencia  $k_p$ , la rigidez inicial  $k_i$  y la fuerza de fluencia del dispositivo mediante las Ecuaciones 6.9, 6.10 y 6.11 [12].

$$k_p = k_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D} = 70 - \frac{1,84}{0,218} = 61,3 \text{ [ton/m]} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

$$k_i = k_p + \frac{Q}{D_y} = 61,32 + \frac{1,84}{0,02} = 153,5 \text{ [ton/m]} \quad \text{Ecuación 6.10}$$

$$F_y = Q + k_p \cdot D_y = 1,84 + 61,3 \cdot 0,02 = 3,07 \text{ [ton]} \quad \text{Ecuación 6.11}$$

A continuación se muestra el modelo bilineal del dispositivo elastomérico de bajo amortiguamiento sin núcleo de plomo, con los parámetros definidos anteriormente.

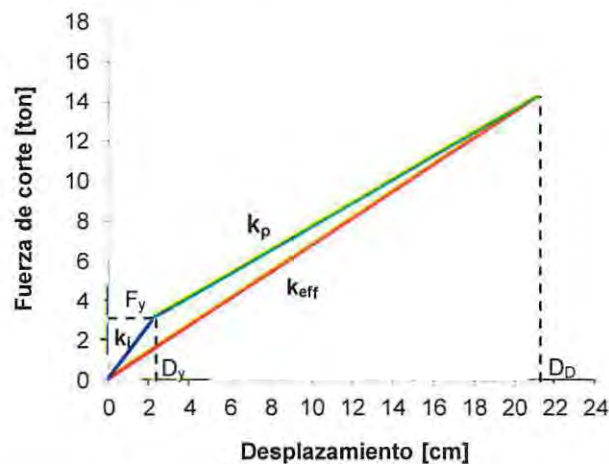


Figura 6.23 - Esquema modelo bilineal del aislador elastomérico sin núcleo de plomo.

#### 6.4.1.2 Dispositivo elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

Para el dispositivo con núcleo de plomo el proceso comienza calculando la capacidad a cero deformación. Definida como la fuerza necesaria para generar la fluencia del núcleo de plomo determinada mediante Ecuación 6.12 [14].

$$Q = A_p \cdot \tau_y = 50,27 \cdot 100 = 5027 \text{ [kg]} \approx 5,03 \text{ [ton]} \quad \text{Ecuación 6.12}$$

Con este valor y la rigidez efectiva u horizontal ( $k_{\text{eff}}$  o  $k_h$ ) calculada en 4.5.10 de 80 [ton/m], se obtiene la rigidez post-fluencia  $k_p$  e inicial  $k_i$  de acuerdo a las Ecuaciones 6.13 y 6.14 [14].

$$k_p = k_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D} = 80 - \frac{5,03}{0,218} = 57,2 \text{ [ton/m]} \quad \text{Ecuación 6.13}$$

De acuerdo a las propiedades del núcleo del plomo se considera que la rigidez inicial será entre 6,5 y 10 veces la rigidez post-fluencia, por esto se considerara un valor medio de 8 veces la rigidez post-fluencia [13].

$$k_i = 8 \cdot k_p = 457,8 \text{ [ton/m]} \quad \text{Ecuación 6.14}$$

Para determinar el desplazamiento y la fuerza de fluencia se utiliza Ecuación 6.15 y 6.11 [13], [14].

$$D_y = \frac{Q}{K} \quad \text{Ecuación 6.15}$$

$$F_y = Q + k_p \cdot D_y$$

Considerando que K puede tomar valores entre 5,5 y 9 veces la rigidez post fluencia del aislador. Por lo que se utiliza un valor intermedio de 7 veces  $k_p$ .

$$D_y = \frac{5,03}{8 \cdot 57,2} = 0,013 \text{ [m]} ; F_y = 5,03 + 57,2 \cdot 0,013 = 5,74 \text{ [ton]}$$

Finalmente se determina la energía disipada del dispositivo y se verifica el amortiguamiento efectivo del dispositivo mediante Ecuaciones 6.8 y 6.16 [18].

$$W_D = 4 \cdot Q \cdot (D_D - D_y) = 4,20 \text{ [ton-m]}$$

$$\beta = \frac{W_D}{2 \cdot \pi \cdot k_{\text{eff}} \cdot D_D^2} = \frac{4,20}{2 \cdot \pi \cdot 80 \cdot 0,218^2} = 0,18 \approx 18\% \quad \text{Ecuación 6.16}$$

En Figura 6.24 se muestra el modelo bilineal del aislador elastomérico con núcleo de plomo observándose un ciclo de mayor área que el dispositivo de bajo amortiguamiento por la mayor capacidad de disipar energía producida por el núcleo de plomo en su interior.

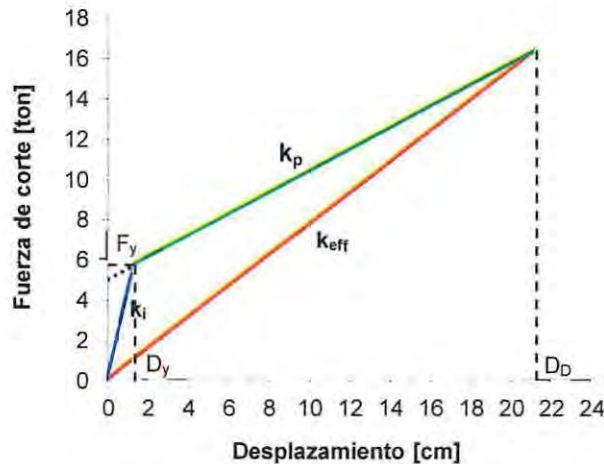


Figura 6.24 - Esquema modelo bilineal del aislador elastomérico con núcleo de plomo.

## 6.4.2 Verificación del modelo bilineal.

Con los modelos y parámetros definidos de cada dispositivo, se verifica teóricamente que ambos no presenten una gran degradación de rigidez. Además que sean capaces de producir una fuerza de restitución lateral adecuada como se indica en la norma NCh2745.Of2013, como se detalla en los puntos 6.2.2.1 y 6.2.2.2. Cabe destacar que la verificación final de los dispositivos se debe realizar mediante los ensayos establecidos en NCh2745.Of2013.

### 6.4.2.1 Degradación de rigidez.

Para comprobar que el dispositivo tiene poca degradación de rigidez, la rigidez efectiva del aislador para el desplazamiento de diseño debe ser mayor que un tercio de la rigidez efectiva para el 20% del desplazamiento de diseño como se ejemplifica en Figura 6.25. Esta condición ayuda a la comprobación de que el núcleo de plomo utilizado en los dispositivos es el adecuado, ya que una rigidez demasiado alta producida por el plomo provoca un dispositivo que no presentara un comportamiento post fluencia adecuado [14].

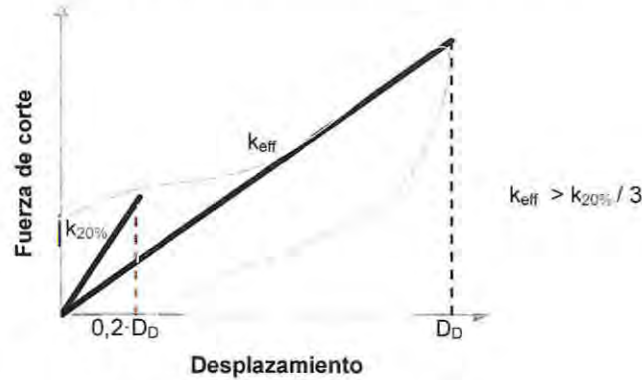


Figura 6.25 – Esquema degradación de rigidez.

Para obtener la relación entre ambas rectas, se utiliza el valor de la fuerza obtenida al 20% del desplazamiento,  $F_{20\%D_D}$ , calculado con la recta que tiene como pendiente la rigidez post-fluencia como se detalla en la Ecuación 6.17.

$$F_{20\%D_D} = k_p \cdot D_D \cdot 0,2 + Q \quad \text{Ecuación 6.17}$$

$$F_{20\%D_D} = 58,7 \cdot 0,213 \cdot 0,2 + 1,77 = 4,27 \text{ [ton] (LDR)}$$

$$F_{20\%D_D} = 53,4 \cdot 0,213 \cdot 0,2 + 5,03 = 7,31 \text{ [ton] (LRB)}$$

Con la fuerza establecida se determina la pendiente que será la rigidez secante al 20% del desplazamiento de diseño calculada por la Ecuación 6.18.

$$F_{20\%D_D} = k_{20\%D_D} \cdot D_D \cdot 0,2 \rightarrow k_{20\%D_D} = \frac{F_{20\%D_D}}{D_D \cdot 0,2} \quad \text{Ecuación 6.18}$$

$$k_{20\%D_D} = \frac{4,27}{0,213 \cdot 0,2} = 100 \text{ [ton/m] (LDR)}$$

$$k_{20\%D_D} = \frac{7,31}{0,213 \cdot 0,2} = 172 \text{ [ton/m]} \quad (\text{LRB})$$

Con esto se verifica que la rigidez efectiva al desplazamiento de diseño de ambos dispositivos sea mayor que un tercio la rigidez  $k_{20\%D_D}$  correspondiente como se indica en Ecuación 6.19.

$$k_{\text{eff}} \geq \frac{k_{20\%D_D}}{3} \quad \text{Ecuación 6.19}$$

$$67 \geq \frac{100}{3} \quad (\text{LDR}) ; 77 \geq \frac{172}{3} \quad (\text{LRB})$$

$$67 \text{ [ton/m]} \geq 33,3 \text{ [ton/m]} \quad (\text{LDR}) ; 77 \text{ [ton/m]} \geq 57,3 \text{ [ton/m]} \quad (\text{LRB})$$

∴ Ambos dispositivos cumplen

#### 6.4.2.2 Fuerza de restitución lateral.

Para que el sistema de aislación tenga una fuerza de restitución lateral adecuada es que según NCh2745.Of2013, la fuerza lateral para el desplazamiento total de diseño ( $F_{D_{TD}}$ ) sea por lo menos un 2,5% del peso total sobre el sistema de aislación ( $W$ ), mayor que la fuerza lateral para el 50% del desplazamiento total de diseño ( $F_{50\%D_{TD}}$ ). Para esto se calculan las fuerzas laterales para ambos dispositivos con la rigidez post-fluencia en ambos casos mediante Ecuación 6.20 y 6.21.

$$F_{D_{TD}} = k_p \cdot D_{TD} + Q \quad \text{Ecuación 6.20}$$

$$F_{D_{TD}} = 58,7 \cdot 0,222 + 1,77 = 14,80 \text{ [ton]} \quad (\text{LDR})$$

$$F_{D_{TD}} = 53,4 \cdot 0,222 + 5,03 = 16,88 \text{ [ton]} \quad (\text{LRB})$$

$$F_{50\%D_{TD}} = k_p \cdot D_{TD} \cdot 0,5 + Q \quad \text{Ecuación 6.21}$$

$$F_{50\%D_{TD}} = 58,7 \cdot 0,222 \cdot 0,5 + 1,77 = 8,29 \text{ [ton]} \quad (\text{LDR})$$

$$F_{50\%D_{TD}} = 53,4 \cdot 0,222 \cdot 0,5 + 5,03 = 10,96 \text{ [ton]} \quad (\text{LRB})$$

Para el cálculo de la fuerza lateral del sistema de aislación se debe multiplicar cada fuerza por la cantidad de dispositivos utilizados, 4 y 20 para los dispositivos elastoméricos de bajo amortiguamiento y con núcleo de plomo respectivamente. Esto se realiza con la fuerza para el desplazamiento de diseño y para el 50% del desplazamiento determinada con Ecuación 6.22 y Ecuación 6.23.

$$F_{\text{total } D_{TD}} = F_{\text{LDR } D_{TD}} \cdot 4 + F_{\text{LRB } D_{TD}} \cdot 20 \quad \text{Ecuación 6.22}$$

$$F_{\text{total } D_{TD}} = 14,80 \cdot 4 + 16,88 \cdot 20 = 397 \text{ [ton]}$$

$$F_{\text{total } 50\%D_{TD}} = F_{\text{LDR } 50\%D_{TD}} \cdot 4 + F_{\text{LRB } 50\%D_{TD}} \cdot 20 \quad \text{Ecuación 6.23}$$

$$F_{\text{total } 50\%D_{TD}} = 8,29 \cdot 4 + 10,96 \cdot 20 = 252 \text{ [ton]}$$

Con el total de las fuerzas tanto para el desplazamiento total de diseño como para el 50% de este, se calcula la diferencia de fuerzas y se compara con el 2,5% del peso sobre el sistema de aislación establecido en 2.4.1 mediante Ecuación 6.24.

$$0,025 \cdot W \leq F_{\text{total } D_D} - F_{\text{total } 50\%D_D}$$

Ecuación 6.24

$$0,025 \cdot 4554 \leq 397 - 252$$

$$115 \text{ [ton]} \leq 145 \text{ [ton]} \therefore \text{Cumple}$$

Esto demuestra que el sistema de aislación presenta la fuerza restitutiva lateral necesaria para evitar altos desplazamientos residuales luego de ser afectado por la acción sísmica, esto será verificado mediante los desplazamientos residuales en los resultados del análisis no lineal.

### 6.4.3 Comportamiento sistema de aislación.

Para verificar en el modelo de la estructura aislada si los dispositivos cumplen con el comportamiento definido en 6.4.1. A continuación se muestran en las Figuras 6.26 y 6.27 las curvas de histéresis de ambos tipos de dispositivos, de bajo amortiguamiento (LDR) y con núcleo de plomo (LRB) respectivamente, producidos por el registro de Valparaíso del 1985.

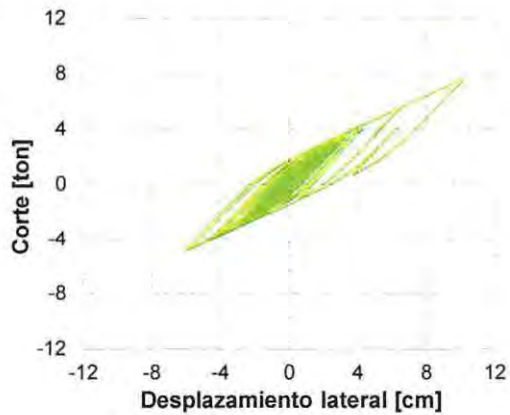


Figura 6.26 - Curva histéresis LDR

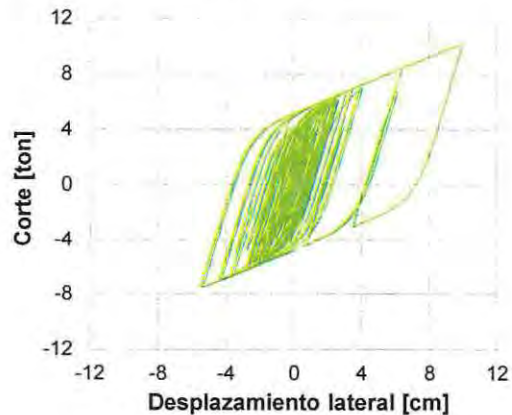


Figura 6.27 - Curva histéresis LRB

De manera comparativa se muestran los ciclos de histéresis producidos por el ensayo de dos dispositivos elastoméricos reales de bajo amortiguamiento y con núcleo de plomo.

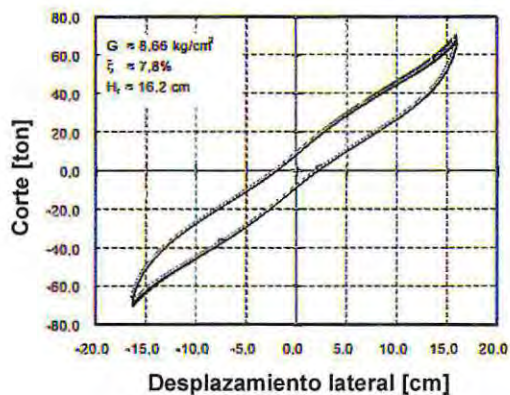


Figura 6.28 – Ciclo fuerza deformación típica de un aislador de bajo amortiguamiento LDR. [Fuente: NCh2745Of.2013]

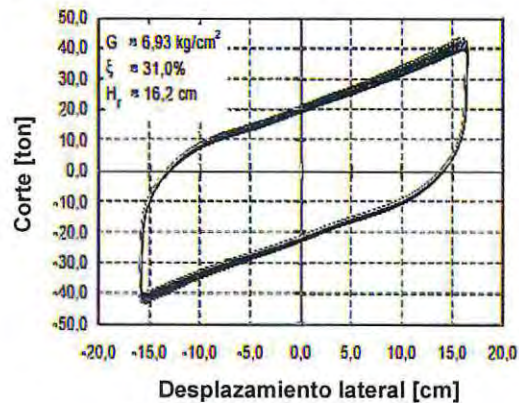


Figura 6.29 – Ciclo fuerza deformación típica de un aislador con núcleo de plomo LRB. [Fuente: NCh2745Of.2013]

#### 6.4.4 Demanda de esfuerzos en elementos de albañilería en estructura aislada.

Por las solicitaciones producidas por los registros de Valparaíso de 1985 y 2010, al igual que en el análisis modal espectral la tensión de corte en los elementos de albañilería solo superan la tensión de corte básica de estos en el primer piso ( $4 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ ) de la superestructura, ya que en los pisos superiores el esfuerzo de corte es menor a los  $2,5 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ . A continuación se muestra la distribución de esfuerzos de corte en los elementos de albañilería presentes en la fachada del eje A.

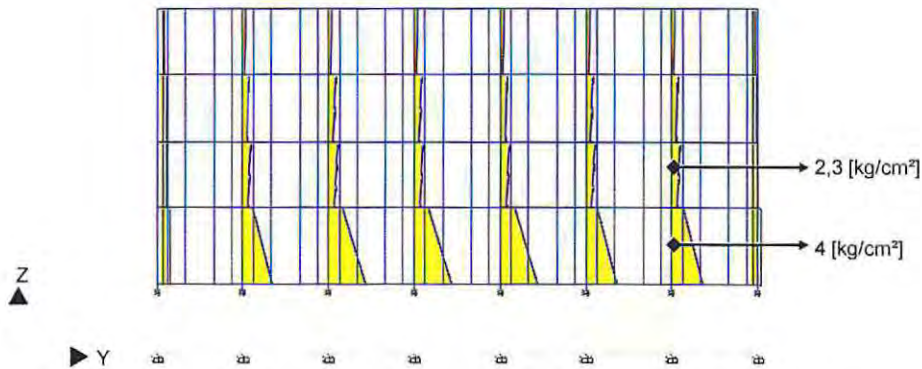


Figura 6.30 - Esfuerzos de corte en albañilería de fachada, eje A, estructura aislada.

Con este resultado se confirma que si bien las demandas en la albañilería disminuyen considerablemente, el sistema de aislación no logra mantener todos estos elementos sin daño alguno según análisis no lineal tiempo historia. Por lo que al igual que al igual que en los otros modelos no se consideran como elementos estructurales resistentes.

## 6.5 Resultados del análisis de la estructura aislada.

### 6.5.1 Desplazamientos máximos absolutos y desplazamientos remanentes.

En Figura 6.31 y 6.32 se muestran los desplazamientos máximos absolutos y los desplazamientos remanentes respectivamente producidos por los registros de la estación El Almendral de 1985 y 2010 considerando para los desplazamientos remanentes los mismos 10 segundos agregados al final de cada registro al igual que para la estructura de la condición actual.

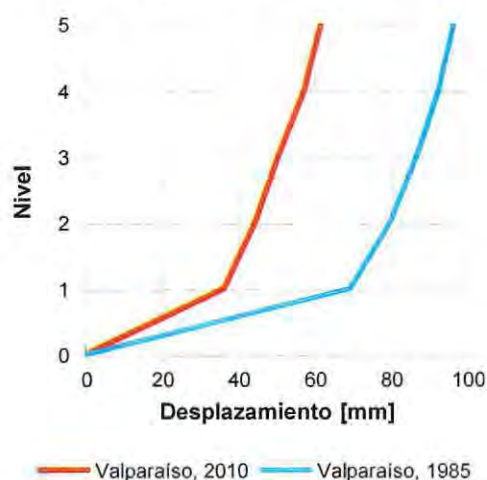


Figura 6.31 – Desplazamientos máximos estructura aislada

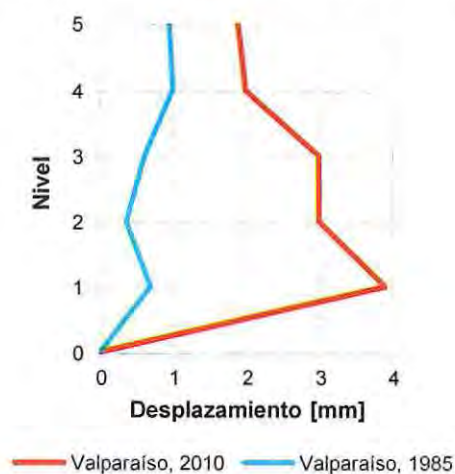


Figura 6.32 – Desplazamientos remanentes estructura aislada

En la Figura 6.31 se observa que el desplazamiento máximo de la estructura aislada está concentrado en el primer nivel, lugar donde se encuentra el sistema de aislación, efecto que se desarrolla gracias a la flexibilidad horizontal que presentan los dispositivos. Este desplazamiento de 70 [mm] es menor al desplazamiento producido por los sismos de diseño (SDI) y del sismo máximo posible (SMP). En cuanto al desplazamiento máximo del quinto nivel de 100 [mm], se puede concluir que el desplazamiento real que tiene la superestructura es del orden de 30 [mm] para el registro de 1985.

De la Figura 6.32 se observa que el sistema de aislación presenta una baja deformación remanente, cercana a los 4 [mm], deformación que mantendría la estructura en su posición original ya que el quinto nivel presenta una deformación remanente de 2 [mm]

## 6.5.2 Desplazamientos relativos de entrepisos y aceleraciones absolutas.

En Figura 6.33 se detallan los desplazamientos relativos de entrepiso para la estructura aislada, producidos por ambos registros utilizados. Y en Figura 6.34 se identifican las aceleraciones absolutas por nivel.

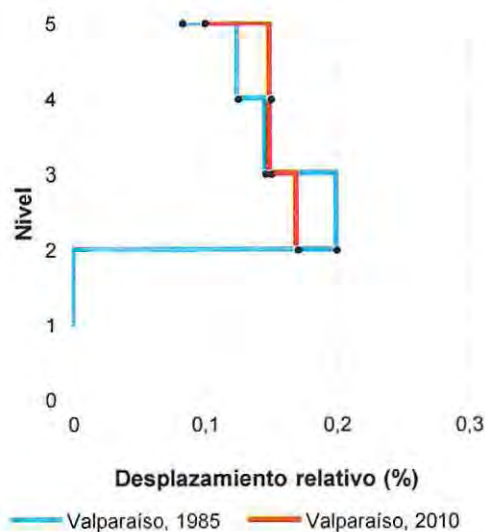


Figura 6.33 – Desplazamientos relativos entre pisos estructura aislada

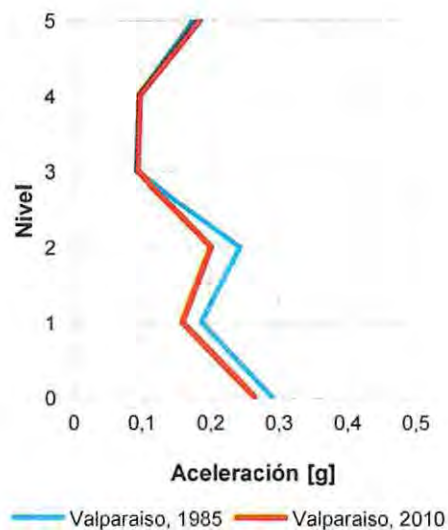


Figura 6.34 – Aceleraciones absolutas estructura aislada

De acuerdo a lo observado en Figura 6.33 los desplazamientos relativos entre pisos en la estructura aislada presentan valores menores al 0,2%. Esto se relaciona directamente a la concentración de desplazamiento en el sistema de aislación, objetivo buscado con su implementación.

Con respecto a la Figura 6.34 la aceleración presenta dos disminuciones importantes, la primera, en el nivel donde se encuentra el sistema de aislación. La segunda es en el tercer y cuarto nivel presentando una aceleración de 0,1g para terminar en el quinto nivel con un valor de 0,2g. Si bien se presenta un aumento en el segundo nivel este no es mayor que la aceleración en la base de la estructura.

### 6.5.3 Demandas en placas de unión.

En todas las placas de unión se obtuvieron valores de demanda menores a la fuerza de fluencia de 0,95 [ton] que provoca el momento plástico en torno al eje débil, y del esfuerzo de corte de diseño. Por lo que se determina que estos elementos se mantienen con un comportamiento lineal debido a la disminución de los esfuerzos producto de la desvinculación del suelo mediante la aislación.

### 6.5.4 Demandas en elementos de acero.

En cuanto a los elementos de acero que componen el esqueleto estructural de la superestructura, todos se mantienen en rango elástico por la disminución en la demanda de esfuerzos. A continuación se muestran los diagramas de momento y corte de las vigas de fachadas, los diagramas de carga axial y momento de las columnas interiores y el diagrama de carga axial de las columnas de fachada en Figuras 6.35, 6.36, 6.37, 6.38 y 6.39.

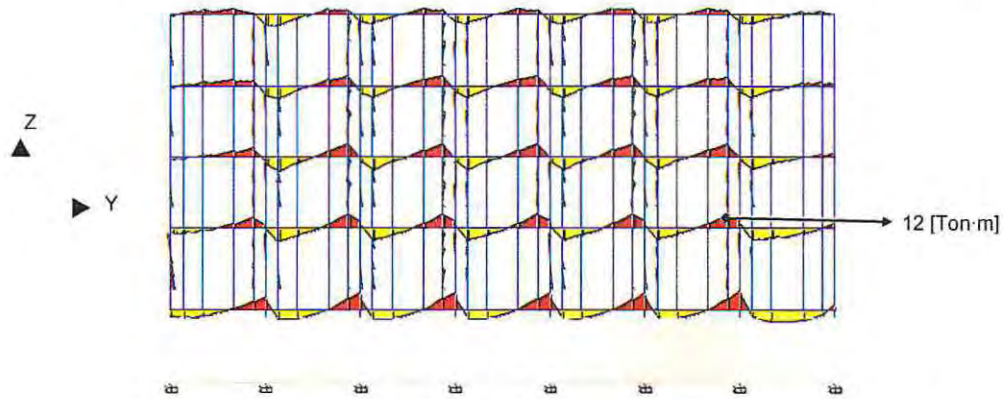


Figura 6.35 – Diagrama de momento en vigas de fachada, eje A, estructura aislada.

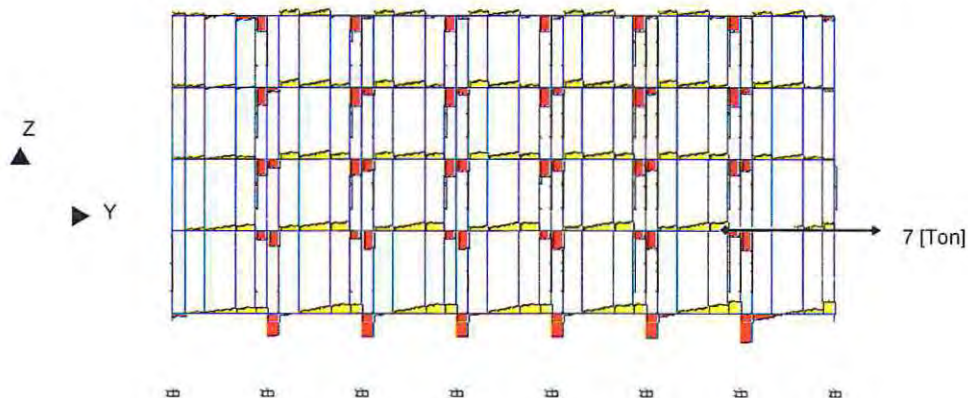


Figura 6.36 – Diagrama de corte en vigas de fachada, eje A, estructura aislada.

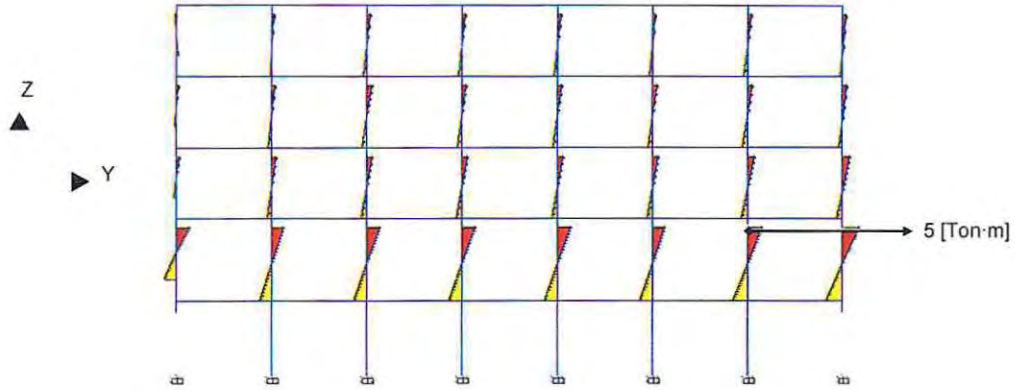


Figura 6.37 – Diagrama de momento en columnas interiores, eje B, estructura aislada.

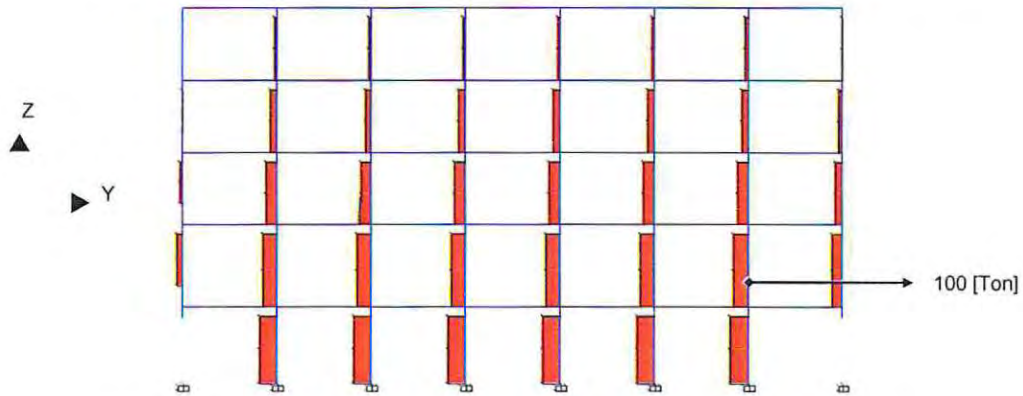


Figura 6.38 – Diagrama carga axial en columnas interiores, eje B, estructura aislada.

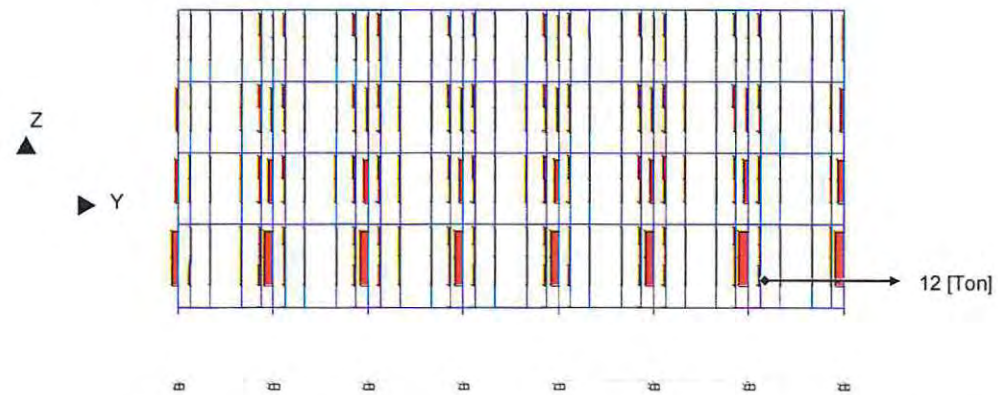


Figura 6.39 – Diagrama carga axial en columnas de fachada, eje A, estructura aislada.

## CAPITULO VII

### 7. Conclusiones.

La tarea de determinar el esqueleto estructural representativo de una obra patrimonial existente, es parte fundamental en la elaboración de un proyecto de rehabilitación adecuado. En el caso particular del edificio Hucke a pesar que es una estructura que a simple vista presenta una geometría regular, de acuerdo a las normativas actuales no todos los elementos presentan la resistencia necesaria para ser considerados. A esto se le suma la gran cantidad de refuerzos existentes que dificultan la determinación del tipo de conexión que los elementos como columnas y vigas interiores presentan ya sea simples o conexiones a momento.

De acuerdo a los resultados obtenidos comparando la estructura con y sin refuerzos estructurales implementados luego del terremoto del Maule del 2010. La incorporación de estos produce un cambio en el comportamiento sísmico de la estructura y en la redistribución de los esfuerzos. Estos sin embargo no producen un control en los desplazamientos suficiente para que estos sean menores a los máximos establecidos por las normas correspondientes.

Con respecto a la aislación sísmica propuesta en este trabajo de titulación quedó en evidencia que si bien la estructura presenta un nivel de fácil acceso y trabajo para la implementación de los dispositivos sísmicos, en un comienzo la superestructura presentaba condiciones de flexibilidad que no eran las características más adecuadas para una mejora en el desempeño sismoresistente de la estructura mediante un sistema de aislación. Sin embargo se observa que el control de los desplazamientos absolutos es efectivo disminuyendo hasta en un 80% el desplazamiento en el quinto nivel. Lo mismo ocurre con los desplazamientos relativos entrepisos en cuanto al porcentaje en que disminuyen en relación con la estructura en su condición actual, llegando a desplazamientos que cumplen con las normas actuales. En el caso de las aceleraciones, indicador del daño en el contenido de la estructura que se observó en el terremoto del Maule del 2010, con el sistema de aislación se logra disminuir en un 70% en los últimos niveles del edificio Huke.

Sin embargo la disminución de las demandas en todos los elementos que componen la estructura no es suficiente para que la albañilería de relleno presente en las fachadas tenga tensiones menores a la tensión básica de estos elementos. Por lo que este sistema de aislación para edificaciones patrimoniales con valor histórico, no siempre es una solución totalmente efectiva, como si lo ha sido en estructuras rehabilitadas como el City Hall de San Francisco. Esto se explica por el tipo, composición y estado del esqueleto estructural que tiene cada edificio o estructura de valor histórico o patrimonial. Lo que conlleva a que el resultado de la rehabilitación mediante la implementación de aislación dependerá de cada caso en particular.

De acuerdo a los resultados en la estructura aislada, el uso de aisladores como sistema de protección sísmica en estructuras flexibles como el edificio Hucke, puede ser factible y provocar un mejor desempeño sísmico. Esto se debe a la capacidad de adaptación del diseño del sistema de aislación, a las características de la estructura que se busca rehabilitar. Como quedo en evidencia en este trabajo de título la utilización de una configuración mixta de dispositivos, puede ser la mejor alternativa para crear una configuración que mejore el desempeño sísmico de la estructura.

Finalmente la rehabilitación estructural aunque se utilicen dispositivos sísmicos que en un inicio buscan como uno de los objetivos principales, disminuir las demandas de esfuerzos. Siempre se debe evaluar la capacidad estructural existente, ya que no serviría presentar este tipo de rehabilitación, si es que la estructura encargada de traspasar las cargas gravitacionales de forma adecuada al nivel de aislación no presenta la capacidad necesaria para cumplir con este objetivo. Esto va de la mano con la importancia de evaluar y conocer la trayectoria de los esfuerzos sísmicos, sobre todo si existen elementos nuevos integrados a la estructura que se busca rehabilitar. Y si estos pueden ser traspasados por los elementos existentes teniendo en cuenta la condición que presentan cuando se implementen los dispositivos de aislación.

## REFERENCIAS

- [1] Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones, 2013.
- [2] J.M. Kelly, D.A. Konstantinidis "Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation" University of California, Berkeley, USA McMaster University, Hamilton, Canada. 2011.
- [3] Alejandro Ancalao R. "Valparaíso En 1906: Historia de la Catástrofe", Instituto de Historia-Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, 2013.
- [4] Sebastián Aguilar Orozco "Monografía ex – Fabrica Hucke actual edificio Chilquinta / Sebastián Aguilar Seminario de Historia de Arquitectura.
- [5] Diario "El Mercurio de Valparaíso", Edición 17 de Agosto del 2012.
- [6] Bonelli P. y Asociados Ltda. Planos Proyecto de Refuerzo Estructural, Edificio General Cruz 222 Valparaíso, 2012.
- [7] Instituto Nacional de Normalización, NCh 433.Of1996 Modificada en 2009 "Diseño Sísmico de Edificios", 2009.
- [8] Instituto Nacional de Normalización, NCh 2123.Of1997 "Albañilería confinada – Requisitos de diseño y cálculo", 1997.
- [9] Instituto Nacional de Normalización, NCh 1537.Of2009 "Diseño Estructural – Cargas permanentes y Cargas de uso", 2009.
- [10] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Decreto Supremo N° 61, Aprueba Reglamento que Fija el "Diseño Sísmico de Edificios" y deroga decreto N°117, de 2010. 2011.
- [11] ACI Committe 360, "Specification for structural Steel buildings (AISC360-10) and commentary", 2010.
- [12] R. L. Mayes and F. Naeim, "Chapter 14: Design of Structures with Seismic Isolation", The seismic Design Handbook, Ed. Van Nostrand Reinhold: New York, 2001.
- [13] T.E. Kelly "Base Isolation Of Structures, Design Guidelines", Ed. Holmes Consulting Group Ltd, Nueva Zelandia, 2001.
- [14] Instituto Nacional de Normalización, NCh 2745.Of2013, "Análisis y diseño de edificios con Aislación Sísmica", 2013.
- [15] Unidad de Planta Física y Construcciones Universitarias, Departamento de Proyectos, Proyecto, "Cambio de destino y rehabilitación edificio ex Hucke. Facultad de Ingeniería, Universidad de Valparaíso, 2014.
- [16] F. Naeim and J.M. Kelly, "Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice", Ed. John Wiley & Sons, Inc. 1999.
- [17] FIP Industrial Ltda, "Lead Rubber Bearings series LRB", Technical specifications, 2012.
- [18] M. Brunneau, C-M. Uang y A. Whittaker, "Ductile Design of Steel Structures", 1998.