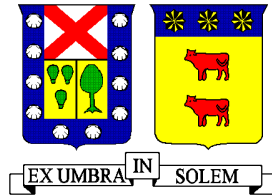


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



ANÁLISIS DE DAÑOS EN UN EDIFICIO EN VIÑA DEL MAR, PROVOCADOS POR EL TERREMOTO DEL
27 DE FEBRERO DEL 2010.

Memoria de titulación presentada por
CARLOS GUSTAVO ARCE MARÍN

Como requisito parcial para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
PATRICIO BONELLI CANABES

Enero de 2017

Gracias a Annel por apoyarme en las buenas y en las malas, jamás dejar de creer en mí y darme junto a Esteban el mejor motivo para cerrar esta etapa.

Gracias a mi familia por haberme acompañado en todo momento durante este largo proceso.

Gracias a mi amigo Rodrigo por ser la voz de la conciencia y por su ayuda.

Finalmente gracias a todos quienes de una manera u otra aportaron en este trabajo.

RESUMEN

Esta memoria tiene como objetivo encontrar una explicación para los daños ocurridos en un edificio de hormigón armado durante el terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010.

Se revisó el diseño original de la estructura de acuerdo a las normas que estaban vigentes al diseñarse el edificio, con el fin de encontrar si existía relación con el no cumplimiento de alguna disposición y los daños ocurridos. Los daños en machones de la fachada del edificio coinciden en una resistencia al corte menor que la requerida.

Posteriormente se verificó si los elementos estructurales más dañados del primer piso satisfacían las disposiciones del Decreto D.S.60, detectándose que uno de los muros requeriría elementos especiales de borde de 30 [cm] de espesor en una longitud de 75 [cm].

El edificio se rediseñó de acuerdo a la norma NCh 433.Of1996 Mod.2009 y a los Decretos Supremos D.S. 60 y D.S. 61, considerando un suelo tipo D, equivalente a un suelo tipo III en la norma antigua, para comparar el efecto de un suelo de peor calidad en la estructura y para detectar los cambios introducidos en el diseño por las normas modificadas después del terremoto.

Para detectar el origen de los daños en los bordes de muros del primer piso se hizo un análisis incremental con el método puntal – tensor. Se concluyó que unas aberturas existentes en el subterráneo disminuyeron la capacidad de deformación de uno de los muros, produciéndose la falla del borde a un desplazamiento estimado en el techo de 16 [cm]. Eliminando la abertura o alejándola del borde, aumenta su capacidad de desplazamiento de techo a 25 [cm] aproximadamente.

El daño en los bordes de los muros dañados se habría producido a un desplazamiento lateral en el techo entre 16 y 19 [cm].

ABSTRACT

The objective of this report is to find an explanation to the damages occurred in a reinforced concrete building during the Maule Earthquake on 27th of February in 2010.

The original design was checked according to the existing standards during the design of the building, in order to find whether there was a relation between the non-compliance of any disposition and the damages occurred. The damage in the facade's walls coincides with a lower shear resistance than it was required.

Subsequently, it was verified if the most damaged walls in the first floor satisfied the dispositions of law's decrees D.S. 60, detecting that special boundary elements were required in one of them.

The building was redesigned according to the NCh 433.Of1996 Mod.2009 standard and the law's decrees D.S. 60 and D.S.61, considering a type D soil, equivalent to a type III soil in the old standard, to assess the effect of a worse quality soil and to detect the changes introduced to the design by the modified standards after the earthquake.

To detect the origin of the damages in the first floor wall's boundaries, an incremental analysis with the strut and tie method was made. It was concluded that the existing openings in the underground level reduced the deformation capacity in one of the walls, producing the failure in the wall's edge at an estimate roof displacement of 16 [cm]. Eliminating the opening or moving it away from the edge increase the wall's roof displacement capacity to 25 [cm] approximately.

Damage to the edges of damaged walls would have occurred at a lateral displacement between 16 and 19 [cm].

NOMENCLATURA

Ag	: Área bruta de la sección transversal de un muro, viga o columna.
Ao	: Aceleración efectiva máxima del suelo.
c	: Profundidad del eje neutro.
d_b	: Diámetro de la barra de acero de refuerzo longitudinal.
D	: Cargas por peso propio de la estructura.
E	: Módulo de elasticidad.
f'_c	: Resistencia cilíndrica característica del hormigón.
f_{sy}	: Tensión de fluencia del acero de refuerzo.
g	: Aceleración de gravedad.
G	: Módulo de corte
H	: Altura total de la estructura.
hw'	: Altura del muro medida desde la sección crítica.
I	: Factor de importancia de la estructura.
L	: Sobrecarga de uso.
l_p	: Longitud de la rótula plástica.
l_w	: Longitud del muro en su dirección larga.
n	: Parámetro que depende del tipo de suelo.
ρ	: Parámetro que depende del tipo de suelo.
P	: Peso sísmico de la estructura.
R	: Factor de modificación de la respuesta estructural (Análisis estático).
R_0	: Factor de modificación de la respuesta estructural (Análisis modal espectral).
R^*	: Factor de reducción de la aceleración espectral.
S	: Parámetro que depende del tipo de suelo.
S_a	: Aceleración espectral de diseño.
S_d	: Desplazamiento elástico de diseño.
sh	: Separación de los estribos de borde.
T'	: Parámetro que depende del tipo de suelo.
T_0	: Período de vibración del modo n .
T^*	: Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
T_x	: Período fundamental en la dirección X de análisis.
T_y	: Período fundamental en la dirección Y de análisis.
T_{agx}	: Período agrietado en la dirección X de análisis.
T_{agy}	: Período agrietado en la dirección Y de análisis.
α	: Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
Δy	: Capacidad de deformación elástica del muro.
Δp	: Capacidad de deformación inelástica del muro.
Δd_{agx}	: Desplazamiento de techo calculado con el período agrietado en dirección X.
Δd_{agy}	: Desplazamiento de techo calculado con el período agrietado en dirección Y.
δ_r	: Capacidad de deformación de un muro a nivel de techo.
δ_{ag}	: Deformación del muro agrietado a nivel de techo.
δ_u	: Demanda de desplazamiento de techo.
$\delta_{u'}$: Demanda de desplazamiento de techo medida desde la sección crítica.
δ_{ux}	: Demanda de desplazamiento de techo en dirección X.
δ_{uy}	: Demanda de desplazamiento de techo en dirección Y.
ϵ_c	: Deformación unitaria del hormigón.
ect	: Deformación unitaria última a tracción del hormigón.

ϵ_{cu}	: Deformación unitaria última del hormigón.
ϵ_o	: Deformación unitaria de fluencia del hormigón.
ϵ_s	: Deformación unitaria del acero.
ϵ_{su}	: Deformación unitaria de rotura del acero.
ϵ_{sy}	: Deformación unitaria de fluencia del acero.
ρ_s	: Cuantía volumétrica de confinamiento.
ρ_{sx}	: Cuantía volumétrica de confinamiento en la dirección X.
ρ_{sy}	: Cuantía volumétrica de confinamiento en la dirección Y.
ϕ	: Curvatura de la sección.
ϕ_r	: Curvatura de rotura.
ϕ_y	: Curvatura de fluencia.
ϕ_u	: Curvatura última.
ω	: Frecuencia.
Ω	: Factor de sobre resistencia del muro.

Índice de Contenidos

1.	Introducción	14
1.1	Antecedentes	14
1.2	Objetivos	15
1.3	Metodología	15
2.	Antecedentes	16
2.1	Descripción del edificio	16
2.2	Características geográficas y tipo de suelo	16
2.3	Registro de Daños	20
3.	Verificación del Diseño.....	29
3.1	Modelo Estructural.....	29
3.2	Análisis Modal Espectral y Factores de Reducción	31
3.3	Combinaciones de Carga	32
3.4	Revisión del diseño de los muros del edificio de acuerdo a la NCh433.Of96	33
3.4.1	Verificación del Diseño del Muro del Eje 4	33
3.4.2	Verificación del Diseño del Muro del Eje 7	36
3.4.3	Verificación del Diseño de los machones del Eje 1	38
3.4.4	Verificación del Diseño de los machones del Eje B	40
3.5	Revisión de los muros de acuerdo a la NCh 433.Of1996 mod.2009 y al D.S.61	43
3.5.1	Verificación del Diseño del Muro del Eje 4	43
3.5.2	Verificación del Diseño del Muro del Eje 7	45
3.5.3	Verificación del Diseño de los machones.....	46
3.5.4	Verificación de carga axial.....	47
3.6	Análisis de Deformaciones y Análisis Seccional	48
3.6.1	Ecuaciones Constitutivas.....	48
3.6.2	Capacidad de deformación	51
3.6.3	Demanda de desplazamiento de techo según D.S.61.....	53
3.6.4	Niveles de Desempeño.....	56
3.6.5	Capacidad de desplazamiento de techo y Diagramas Momento – Curvatura de la sección crítica	62
3.6.6	Verificación del acortamiento unitario del hormigón.....	75
4.	Diseño según D.S. 60 y 61, para suelo D	76

4.1	Combinaciones de Carga y espectro de diseño.....	77
4.2	Pre dimensionamiento de los elementos de hormigón armado	78
4.3	Diseño de muros y machones según D.S. 61, para suelo D	84
4.3.1	Diseño del muro del eje 4 de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009	84
4.3.2	Diseño del muro del eje 7 de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009	86
4.3.3	Diseño de los machones del Eje 1 de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009	89
4.3.4	Diseño de los machones del Eje B de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009	91
4.3.5	Capacidad de desplazamiento de techo y Diagramas Momento – Curvatura de la sección crítica	93
5.	Modelo Puntal Tensor	102
5.1	Materiales	102
5.2	Modelo Puntal Tensor	104
5.2.1	Resultados Modelo Puntal Tensor no lineal.....	109
6.	Conclusiones.....	120
7.	Referencias.....	121
8.	ANEXOS	123

Índice de Figuras

Figura 1.- Ubicación del edificio y curvas de nivel de la profundidad de la roca	16
Figura 2.- Caso de estudio	17
Figura 3.- Planta Subterráneo	18
Figura 4.- Planta Piso Acceso.....	18
Figura 5.- Planta Piso Tipo	19
Figura 6.- Ubicación Muros Eje 4 y Eje 7, Planta Piso 1.....	20
Figura 7.- Daños en Muro L Eje 4, Nivel Primer Piso	21
Figura 8.- Daños en Muro L Eje 4, Nivel Primer Piso	21
Figura 9.- Esquema de fallas en Muro L Eje 4	21
Figura 10.- Esquema de fallas en Muro Eje 7	22
Figura 11.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Primer Piso	23
Figura 12.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Primer Piso	23
Figura 13.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Subterráneo.....	24
Figura 14.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Subterráneo.....	24
Figura 15.- Daños en antepecho, Eje 1.....	25
Figura 16.- Esquema de daños Elevación Eje 1	25
Figura 17.- Daños en machones, Eje B	26
Figura 18.- Esquema de daños Elevación Eje B	26
Figura 19.- Pandeo y pérdida del recubrimiento en Piso 13, Eje 8.....	27
Figura 20.- Esquema de fallas Elevación Eje 8.....	27
Figura 21.- Agrietamiento en dintel de acoplamiento, Eje F	28
Figura 22.- Esquema de fallas Elevación Eje F.....	28
Figura 23.- Modelo de Análisis	30
Figura 24.- Espectros de Diseño y ordenadas del espectro elástico para los períodos fundamentales.	32
Figura 25.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, NCh 433.Of1996.....	33
Figura 26.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección Y, NCh 433.Of1996.....	33
Figura 27.- Armadura longitudinal original en borde libre del eje F.....	34
Figura 28.- Armadura longitudinal propuesta en borde libre del eje F.....	34
Figura 29.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, NCh 433.Of1996, con armadura propuesta	34
Figura 30.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 4 – Dirección Y, NCh 433.Of1996.....	35
Figura 31.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección X, NCh 433.Of1996.....	36
Figura 32.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección Y, NCh 433.Of1996.....	36
Figura 33.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 7– Dirección Y, NCh433 Of.96.....	37
Figura 34.- Efecto estático producto del muro bandera.....	37
Figura 35.- Asignación de Pier de elementos de eje 1	38
Figura 36.- Asignación de Pier de elementos de eje B	40
Figura 37.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, D.S.61	43
Figura 38.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección Y, D.S.61	43

Figura 39.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 4– Dirección Y, D.S.61	44
Figura 40.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección X, D.S.61	45
Figura 41.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección Y, D.S.61	45
Figura 42.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 7– Dirección Y, D.S.61	46
Figura 43.- Carga axial sobre muros del primer piso.....	47
Figura 44.- Ley Constitutiva del Hormigón – Kent & Park (1971)	48
Figura 45.- Esquema núcleo confinado en borde de muro.....	49
Figura 46.- Ley Constitutiva del Acero	50
Figura 47.- Esquema de capacidad de deformación de un muro	51
Figura 48.- Distribución de la curvatura en la altura del muro	51
Figura 49.- Esquemas de capacidad de deformación de un muro.....	52
Figura 50.- Desplazamiento del techo según D.S. 61 para Zona 3 – Suelo B	53
Figura 51.- Desplazamiento de techo NCh 433 Of. 96, D.S. 117 y D.S. 61	54
Figura 52.- Desplazamiento de techo NCh 433 Of. 1996, D.S. 117 y D.S. 61	54
Figura 53.- Diagrama de deformación unitaria - Agrietamiento del hormigón	56
Figura 54.- Diagrama de deformación unitaria - Esfuerzo máximo del hormigón no confinado.....	56
Figura 55.- Diagrama de deformación unitaria - Pérdida del recubrimiento.....	57
Figura 56.- Diagrama de deformación unitaria - Aplastamiento del núcleo de hormigón	57
Figura 57.- Diagrama de deformación unitaria - Fluencia del refuerzo longitudinal	58
Figura 58.- Diagrama de deformación unitaria - 1% de def. unitaria del refuerzo longitudinal	58
Figura 59.- Diagrama de deformación unitaria - Inicio del pandeo de las barras longitudinales	59
Figura 60.- Estados Límites para el inicio del pandeo de las barras longitudinales.....	59
Figura 61.- Diagrama de deformación unitaria para la fractura de las barras longitudinales	60
Figura 62.- Estados Límites para la fractura de las barras longitudinales.....	60
Figura 63.- Barra sometida a carga cíclica con relación $Sh/db=6$	61
Figura 64.- Barra sometida a carga cíclica con relación $Sh/db=9$	61
Figura 65.- Planta Estructural Muro Eje 4	62
Figura 66.- Elevación Muro Eje 4.....	63
Figura 67.- Detalles de Borde	64
Figura 68.- Planta Estructural Muro Eje 7	65
Figura 69.- Elevación Muro Eje 7.....	66
Figura 70.- Ley Constitutiva del Hormigón H30 sin confinar.....	67
Figura 71.- Razón Momento Nominal y Momento del modelo	68
Figura 72.- Direcciones de análisis y dimensiones – Muro Eje 4.....	69
Figura 73.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección $0^\circ - 180^\circ$	70
Figura 74.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección $90^\circ - 270^\circ$	71
Figura 75.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección $45^\circ - 225^\circ$	72
Figura 76.- Direcciones de análisis y dimensiones – Muro Eje 7.....	73
Figura 77.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección $0^\circ - 180^\circ$	74
Figura 78.- Espectros de Diseño y corte elástico asociado al período de la estructura.....	77
Figura 79.- Planta de estructura cielo subterráneo	79
Figura 80.- Planta de estructura cielo 1° piso	80

Figura 81.- Planta de estructura cielo 2° piso a 3° piso.....	81
Figura 82.- Planta de estructura cielo 4° piso a 6° piso.....	82
Figura 83.- Planta de estructura cielo piso tipo	83
Figura 84.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, D.S.60, Suelo D	84
Figura 85.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección Y, D.S.60, Suelo D	84
Figura 86.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 4– Dirección Y, D.S.60, Suelo D	85
Figura 87.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección X, D.S.60, Suelo D	86
Figura 88.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección Y, D.S.60, Suelo D	86
Figura 89.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 7– Dirección Y, D.S.60, Suelo D	87
Figura 90.- Resultado del diseño a flexocompresión – Muros Eje 4 y 7	88
Figura 91.- Asignación de Pier de elementos de eje 1	89
Figura 92.- Asignación de Pier de elementos de eje B	91
Figura 93.- Ley Constitutiva del Hormigón H35 confinado	93
Figura 94.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 90° - 270° - Muro eje 7.....	95
Figura 95.- Disposición armadura en muros eje 4 y 7	97
Figura 96.- Detalles de armadura transversal de borde.....	98
Figura 97.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 0° - 180° - Muro eje 4.....	99
Figura 98.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 90° - 270° - Muro eje 4.....	100
Figura 99.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 0° - 180° - Muro eje 7.....	101
Figura 100.- Curva constitutiva del acero A630-420H	102
Figura 101.- Curva constitutiva del hormigón H-30	103
Figura 102.- Descripción esquemática del modelo puntal - tensor	104
Figura 103.- Ancho efectivo del puntal	105
Figura 104.- Modelo Puntal – Tensor.....	106
Figura 105.- Modelo Puntal – Tensor.....	107
Figura 106.- Carga incremental asignada al muro del eje 4 (b) y del eje 7 (a), [T].....	108
Figura 107.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido -Y, $\delta= 9$ [cm]	109
Figura 108.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido -Y, $\delta= 12$ [cm]	110
Figura 109.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido -Y, $\delta= 19$ [cm]	111
Figura 110.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido Y, $\delta= 14$ [cm]	112
Figura 111.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido Y, $\delta= 18$ [cm]	113
Figura 112.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido Y, $\delta= 25$ [cm]	114
Figura 113.- Deformación versus corte basal.....	117
Figura 114.- Falla en borde libre comprimido – Muro eje 4	118
Figura 115.- Falla en borde libre comprimido – Muro eje 7	119

Índice de Tablas

Tabla 1.- Propiedades de los materiales	29
Tabla 2.- Cargas de uso según NCh 1537.Of86	29
Tabla 3.- Parámetros para el análisis sísmico según NCh 433.Of1996	31
Tabla 4.- Resumen análisis sísmico del edificio en estudio.....	31
Tabla 5.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.1	39
Tabla 6.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.2	39
Tabla 7.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.3	39
Tabla 8.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.1.....	41
Tabla 9.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.2.....	41
Tabla 10.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.3.....	41
Tabla 11.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.4.....	42
Tabla 12.- Desplazamiento de techo de demanda.....	55
Tabla 13.- Desplazamiento relativo de techo.....	55
Tabla 14.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la E_c (3-1) en dirección $0^\circ - 180^\circ$	70
Tabla 15.- Límites de desempeño en la dirección $0^\circ - 180^\circ$	70
Tabla 16.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la E_c (3-1) en dirección $90^\circ - 270^\circ$	71
Tabla 17.- Límites de desempeño en la dirección $90^\circ - 270^\circ$	71
Tabla 18.- Límites de desempeño en la dirección $45^\circ - 225^\circ$	72
Tabla 19.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la E_c (3-1) en dirección $0^\circ - 180^\circ$	74
Tabla 20.- Límites de desempeño en la dirección $0^\circ - 180^\circ$	74
Tabla 21.- Profundidad del eje neutro	75
Tabla 22.- Profundidad del eje neutro	75
Tabla 23.- Parámetros para el análisis sísmico según D.S. 61.....	76
Tabla 24.- Resumen análisis sísmico del edificio en estudio.....	76
Tabla 25.- S_a/g para suelos B y D para cada dirección de análisis	78
Tabla 26.- Demanda de desplazamiento de techo.....	78
Tabla 27.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.1	90
Tabla 28.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.2.....	90
Tabla 29.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.3	90
Tabla 30.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.1.....	92
Tabla 31.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.2.....	92
Tabla 32.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.3.....	92
Tabla 33.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.4.....	93
Tabla 34.- Profundidad del eje neutro	95
Tabla 35.- Área de acero transversal para cada dirección	96
Tabla 36.- Profundidad del eje neutro	96
Tabla 37.- Área de acero transversal para cada dirección	96
Tabla 38.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la E_c (3-1) en dirección $0^\circ - 180^\circ$	99
Tabla 39.- Límites de desempeño en la dirección $0^\circ - 180^\circ$	99
Tabla 40.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la E_c (3-1) en dirección $90^\circ - 270^\circ$	100

Tabla 41.- Límites de desempeño en la dirección 90° - 270°	100
Tabla 42.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la E_c (3-1) en dirección 0° - 180°	101
Tabla 43.- Límites de desempeño en la dirección 0° - 180°	101
Tabla 44.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido -Y – Eje 4	115
Tabla 45.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido -Y – Eje 7	115
Tabla 46.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido Y – Eje 4.....	116
Tabla 47.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido Y – Eje 7.....	116

1. Introducción

1.1 Antecedentes

El terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010 produjo severos daños en edificios con muros de hormigón armado de la zona central y sur de Chile, concentrándose la mayoría de estos daños en los primeros pisos. Se observaron daños similares para estructuraciones comunes con secciones tipo T, L o Z, como aplastamiento del borde de muro comprimido o pandeo de las barras longitudinales.

En el caso de Viña del Mar, algunos edificios del plan resultaron con daños de diversas magnitudes, haciéndose necesaria la reparación de éstos, desde reparaciones y demoliciones localizadas, hasta la desocupación total del edificio y la demolición parcial.

El objetivo de esta memoria es explicar los daños ocurridos en uno de estos edificios ubicado en el plan de Viña del Mar, que tuvo daños localizados en dos muros, el primero de sección transversal en forma de L y el segundo de sección transversal rectangular, que tenía aberturas a nivel de subterráneo. Se verificó el diseño de la estructura bajo las normas vigentes al momento del diseño y se comparó con la norma actual.

Se comparó el desplazamiento en el techo, calculado según el decreto D.S.61, con la capacidad de deformación de los muros del edificio, obtenida a partir de un análisis seccional.

Se usaron modelos lineales elásticos para la verificación y diseño de la estructura. Mientras que se usaron modelos puntal – tensor no lineales con cargas incrementales para analizar el comportamiento y el modo de falla de los elementos más dañados.

1.2 Objetivos

Evaluación de la causa de los daños a partir de los métodos incorporados en las normas NCh433.Of96, NCh433.Of1996 Modificada en 2009 y D.S.61

1.3 Metodología

- Describir la estructura e identificar los daños
- Verificar el diseño de los elementos que fallaron de acuerdo a la norma vigente al momento del diseño del edificio.
- Diseñar la estructura de acuerdo a la norma actual.
- Estimar el desplazamiento de techo que permiten las secciones críticas como fueron construidas y compararlo con el desplazamiento de techo calculado según la norma.
- Explicar el origen de los daños.

2. Antecedentes

2.1 Descripción del edificio

El edificio en estudio tiene 13 pisos más un subterráneo y fue construido el año 2000 para uso habitacional. Las dimensiones del edificio son de aproximadamente 28.40 [m] de largo y 18.20 [m] de ancho. Su superficie por piso es aproximadamente 440 [m²], con un total de 6160 [m²] para la estructura completa. La altura de entrepiso es 2.52 [m] con una altura total de 32.87 [m] hasta el 13° piso.

El edificio posee una caja de ascensores y una de escaleras, además de una sala de máquinas de 3.62 [m] de alto.

El sistema sismo resistente consiste en muros de hormigón armado, de 20 cm de espesor en toda su altura, dispuestos en direcciones ortogonales. Está fundado sobre una losa de 70 [cm] de espesor.

2.2 Características geográficas y tipo de suelo

El edificio está en la ciudad de Viña del Mar, que corresponde a una Zona Sísmica 3 de acuerdo a la NCh 433.Of1996. Según la mecánica de suelo del proyecto, el suelo clasifica como tipo II.

Actualmente, según mecánicas de suelos de edificios cercanos y a la profundidad que se encuentra la roca (hasta 125 m), el suelo podría ser clasificable como tipo D de acuerdo a la norma actual NCh 433.Of1996 Mod. 2009 y D.S.61



Figura 1.- Ubicación del edificio y curvas de nivel de la profundidad de la roca

La Figura 1 muestra las curvas de nivel de la profundidad de la roca en el plan de Viña del Mar. El edificio en estudio se encuentra en una zona con una profundidad de la roca de más de 125 [m].

En el análisis se consideraron las dimensiones y la cuantía de acero indicada en los planos aptos utilizados en la construcción.



Figura 2.- Caso de estudio

En las Figura 3 a Figura 5, se presentan las plantas de estructuras del subterráneo, primer piso y piso tipo:

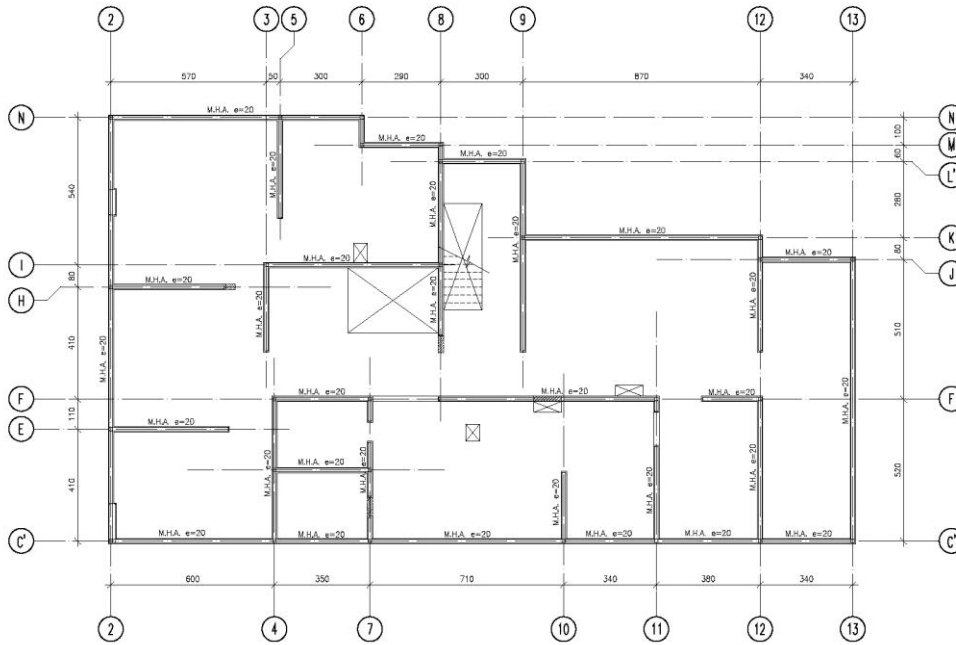


Figura 3.- Planta Subterráneo

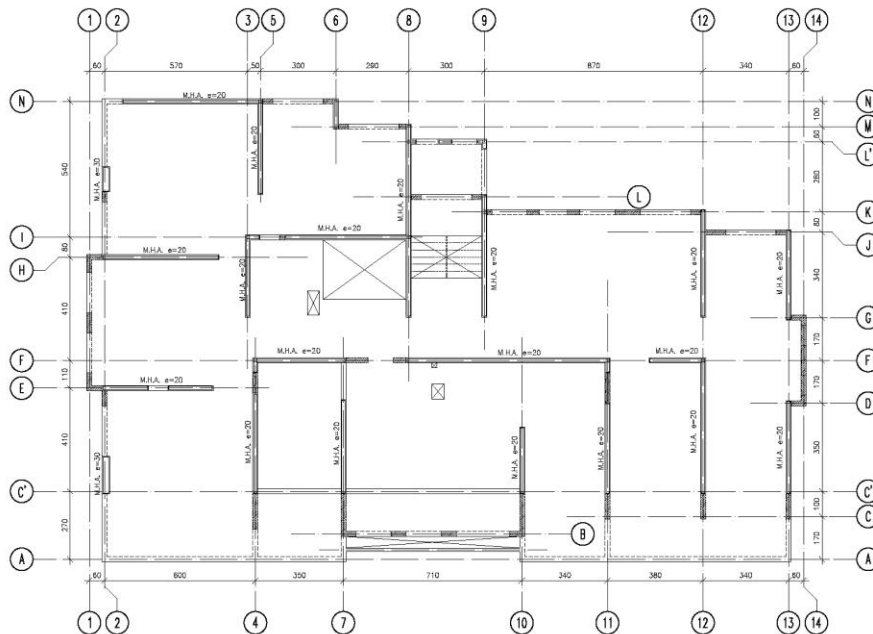


Figura 4.- Planta Piso Acceso

2.3 Registro de Daños

El terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010, dañó dos muros del edificio en el primer piso en ejes contiguos. Uno, ubicado en el eje 4, tenía una sección en forma de L, con un vano cerca del ala, y el otro, un muro de sección rectangular, ubicado en el eje 7, tenía dos aberturas de 70 [cm] de ancho bajo la losa cielo del subterráneo.

La ubicación en planta de los elementos dañados se puede ver en la Figura 6. Sus elevaciones respectivas y daños se muestran en la Figura 7 a Figura 14:

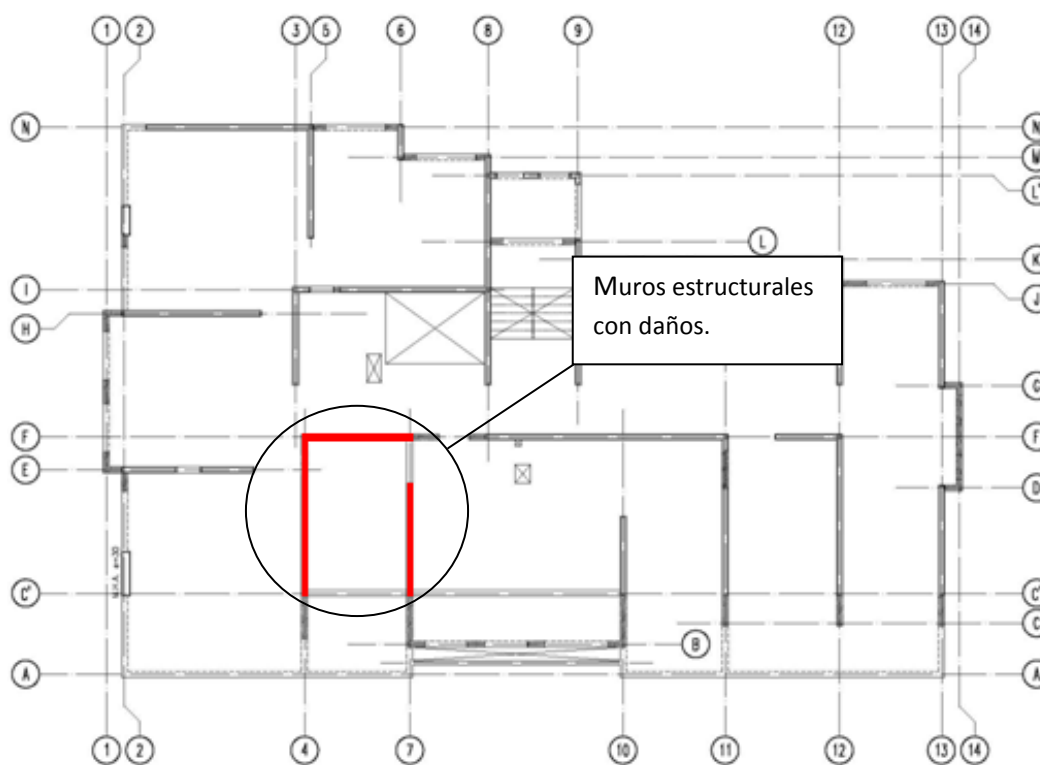


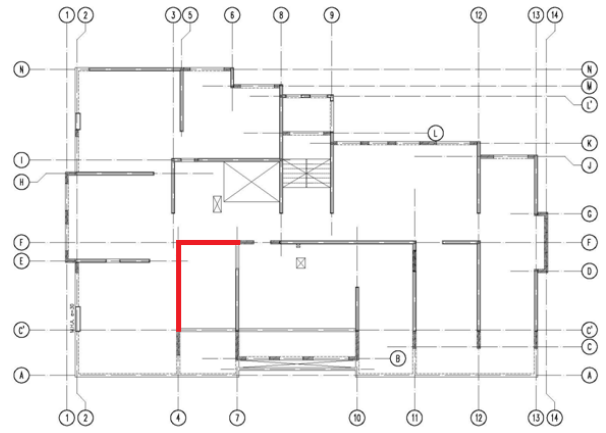
Figura 6.- Ubicación Muros Eje 4 y Eje 7, Planta Piso 1

En ambos muros se aplastó el hormigón en el borde libre del muro, cercanos al eje C', las barras verticales se pandearon, fracturándose algunas de ellas sin estricción que indique grandes alargamientos. En ambos muros los daños ocurrieron en la intersección con el eje C'.

En la Figura 7 a Figura 14 se muestran las fallas para los muros del eje 4 y 7:



Barras pandeadas y falla del hormigón en el borde libre. Figuras 7 y 8



Esquema de Ubicación 1er Piso

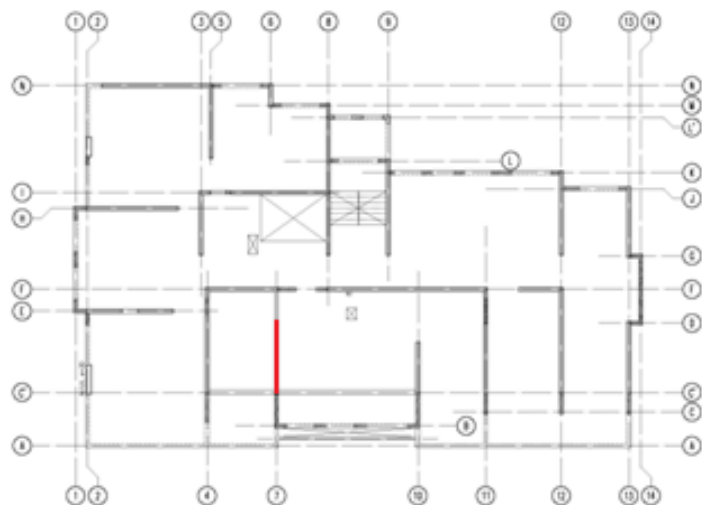


Figura 7.- Daños en Muro L Eje 4, Nivel Primer Piso

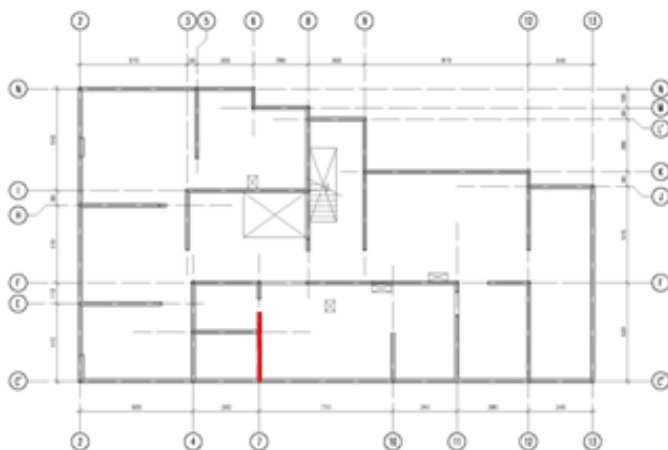


Figura 8.- Daños en Muro L Eje 4, Nivel Primer Piso

Figura 9.- Esquema de fallas en Muro L Eje 4



Esquema de Ubicación 1er Piso



Esquema de Ubicación Subterráneo

Barras pandeadas en toda la sección achurada y falla del hormigón en el borde libre. Figuras 11, 12 ,13 y 14.

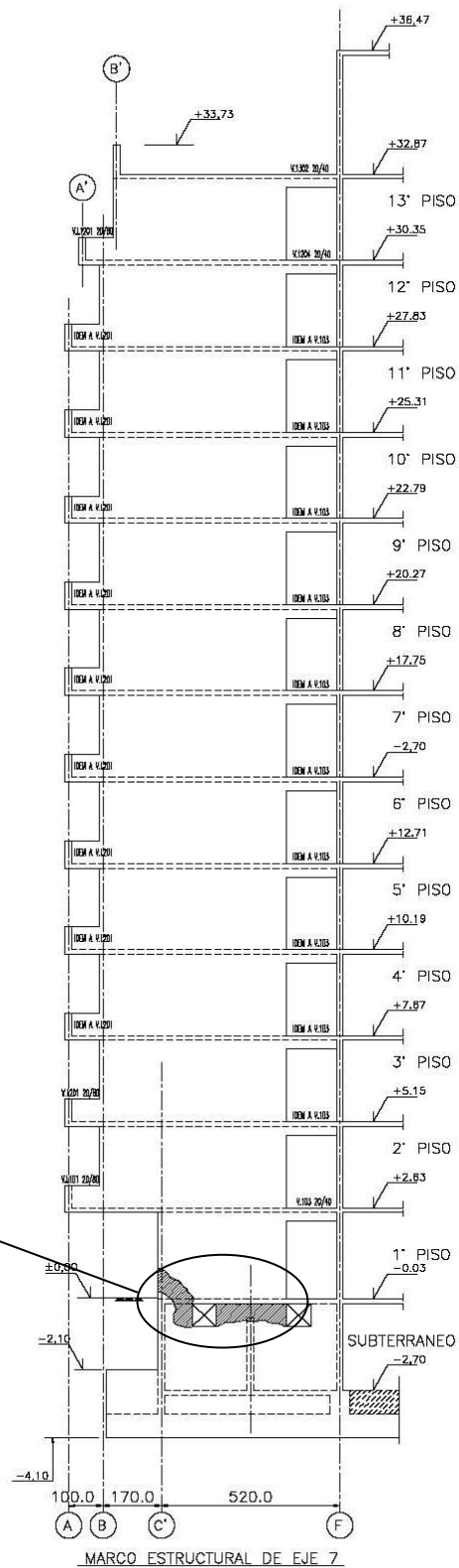


Figura 10.- Esquema de fallas en Muro Eje 7



Figura 11.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Primer Piso



Figura 12.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Primer Piso

En la Figura 11 y Figura 12, se puede ver que en el borde del muro las barras longitudinales están pandeadas y sin recubrimiento, disminuyendo la sección transversal del muro. En la intersección de los ejes 2 y A se midió un descenso del nivel de cielo del piso 1° de 5 [cm].



Figura 13.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Subterráneo



Figura 14.- Daños en Muro Eje 7, Nivel Subterráneo

En la Figura 13 y Figura 14, se puede ver el daño del muro del eje 7 a nivel del cielo del subterráneo junto con una abertura y la propagación de la grieta en la losa cielo del subterráneo, las barras verticales están también pandeadas.

Hubo otros daños menores en otras zonas del edificio. La mayoría de los antepechos del eje 1 de la fachada norte se agrietaron en diagonal, ilustrados en los esquemas de las Figura 15 y Figura 16:

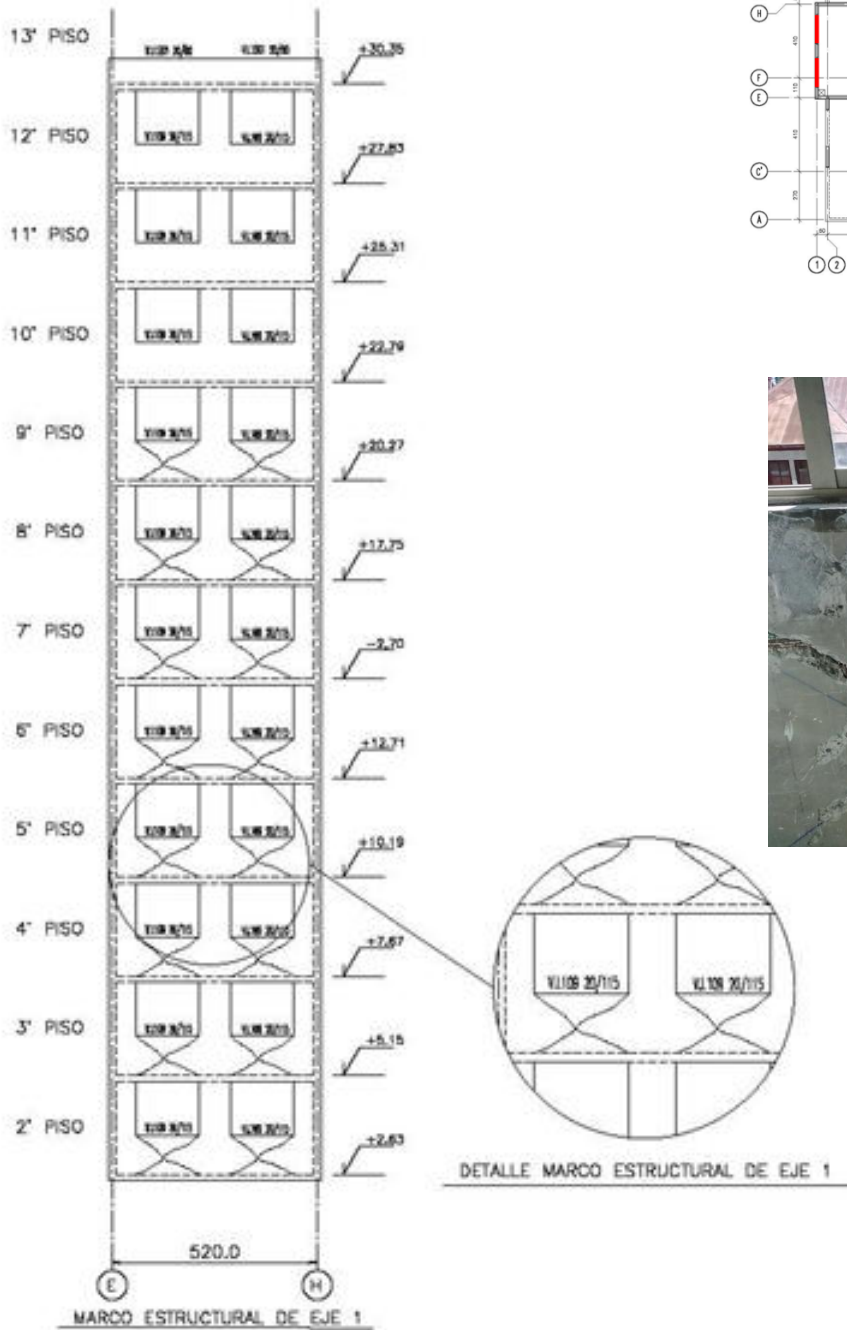
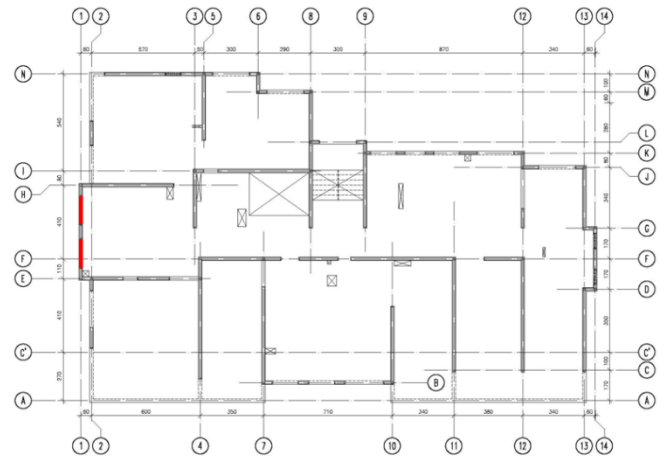


Figura 16.- Esquema de daños Elevación Eje 1



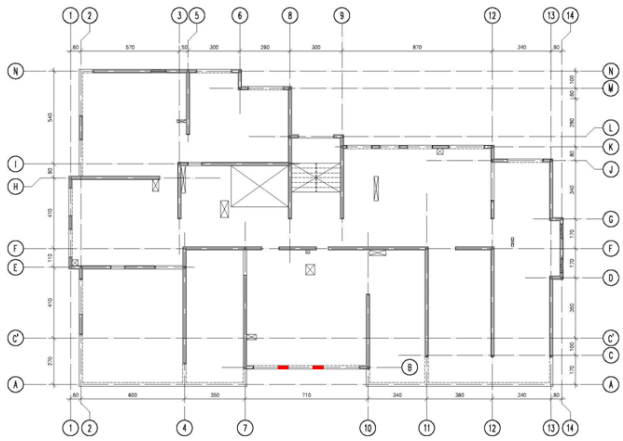
Esquema de Ubicación Piso Tipo



Figura 15.- Daños en antepecho, Eje 1

En la fachada poniente, se presentan en menor grado las mismas grietas diagonales en los antepechos del eje 1, siendo más importantes las grietas en los machones encontrándose hasta dos tercios de la altura del edificio, con pérdida del recubrimiento y grietas de más de 2 [mm].

La Figura 17 y Figura 18 muestran los daños y elevación del eje B:



Esquema de Ubicación Piso Tipo

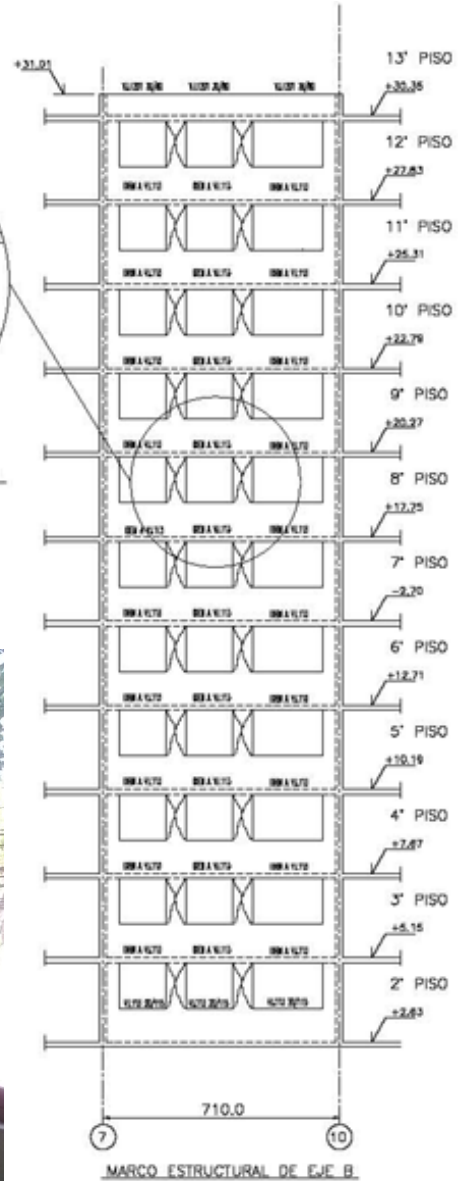
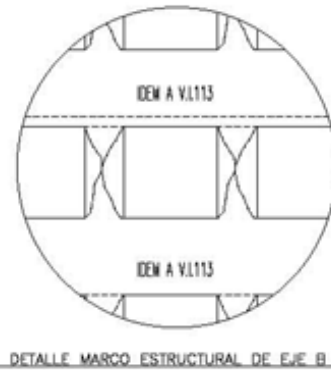


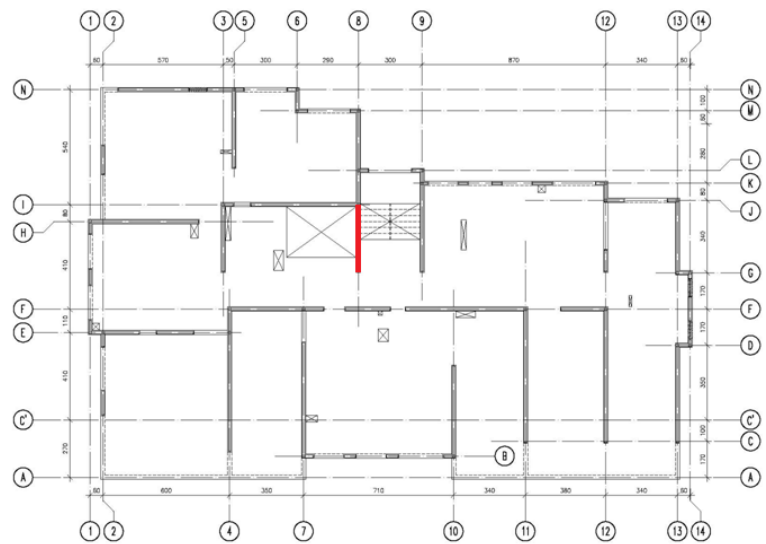
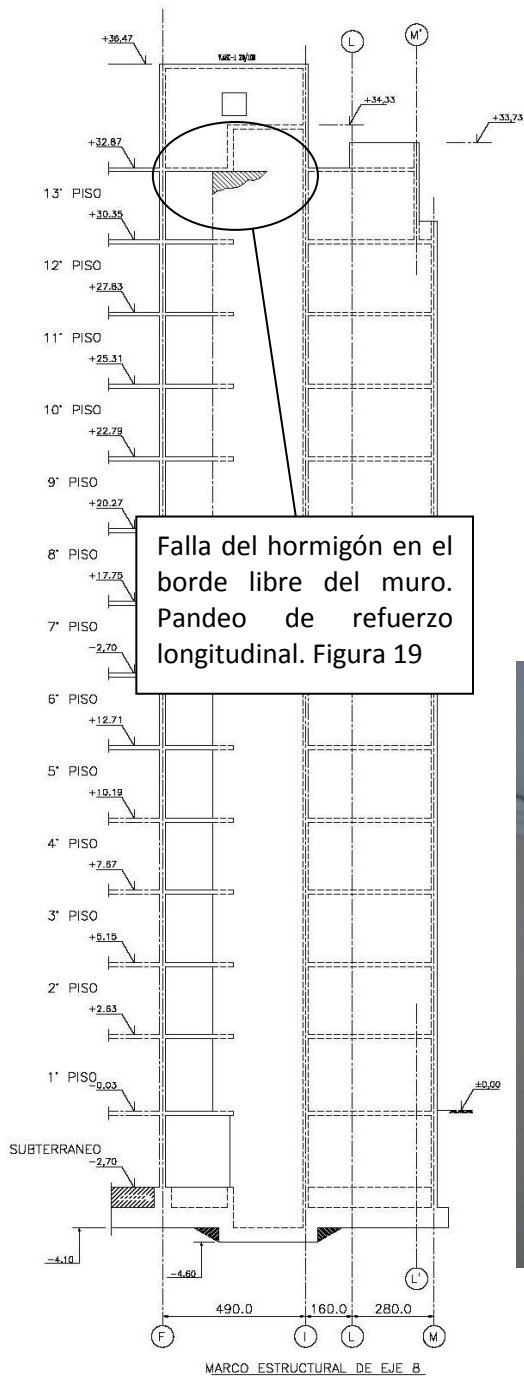
Figura 17.- Daños en machones, Eje B

Figura 18.- Esquema de daños Elevación Eje B

En el eje F, se agrietaron los dinteles, perdiéndose el hormigón, las grietas se propagaron por la losa adyacente.

En el eje 8, en el nivel 13, se pandeó la armadura de borde perdiéndose el recubrimiento en el borde del muro.

Estos daños se indican en las elevaciones de las Figura 19 a Figura 22:

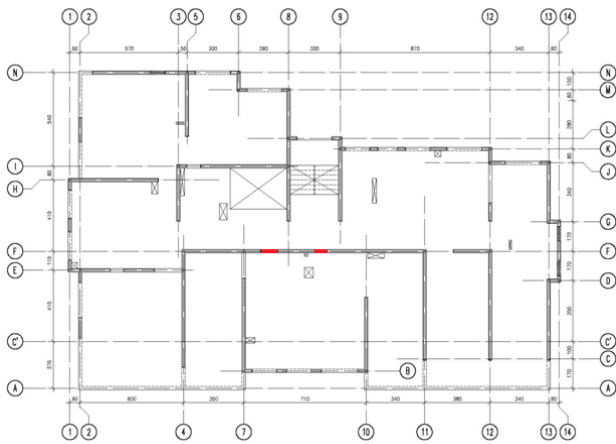


Esquema de Ubicación Piso 13°



Figura 19.- Pandeo y pérdida del recubrimiento en Piso 13, Eje 8

Figura 20.- Esquema de fallas Elevación Eje 8

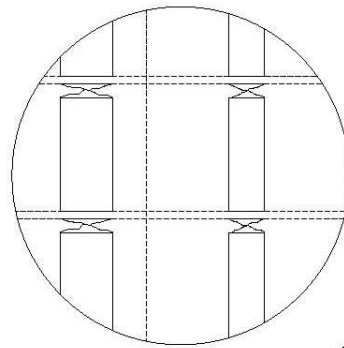


Esquema de Ubicación Piso Tipo



Figura 21.- Agrietamiento en dintel de acoplamiento, Eje F

Grietas en dinteles.
Figura 21



DETALLE DINTELES MARCO ESTRUCTURAL DE EJE F

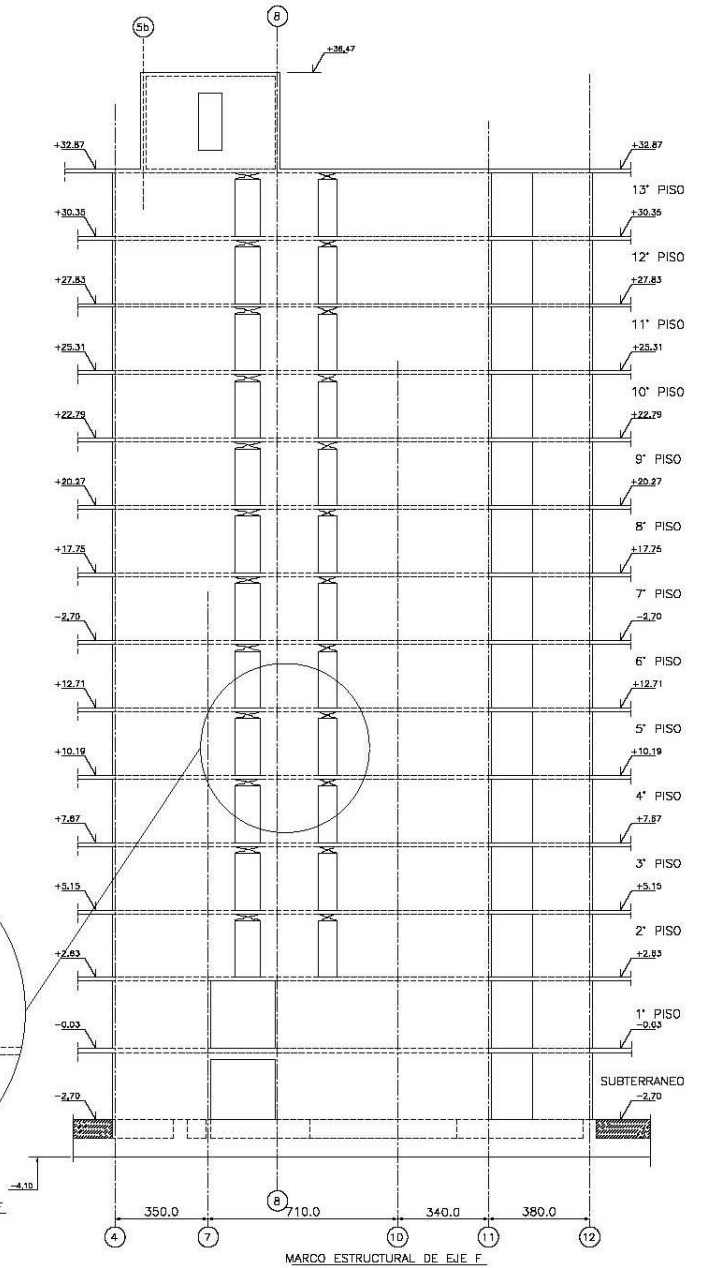


Figura 22.- Esquema de fallas Elevación Eje F

3. Verificación del Diseño

3.1 Modelo Estructural

El análisis del edificio se hizo con modelos lineales elásticos. Las cargas permanentes y de uso se incorporaron al modelo de análisis como cargas verticales distribuidas en las losas.

En el análisis sísmico se consideraron los espectros de diseño de la norma chilena NCh433.Of96.

De acuerdo a las especificaciones generales del edificio, la calidad del hormigón corresponde a un H-30. Las propiedades de los materiales se presentan en la Tabla 1:

Propiedades de los Materiales	
Tipo de Hormigón	H-30
f'c	25 [MPa]
Peso	156 [lb/ft ³]
Módulo de elasticidad, E	23413 [MPa]
Módulo de corte, G	9756 [MPa]
Coefficiente de Poisson	0.2
Fluencia del acero, fsy	420 [MPa]

Tabla 1.- Propiedades de los materiales

Las cargas permanentes, D, corresponden al peso propio de los elementos estructurales y a una carga adicional proveniente de las tabiquerías y terminaciones de 2 [kPa].

Se asignó una carga de uso, SC, de acuerdo a la Tabla 2, de la norma chilena NCh1537Of.86:

Cargas de Uso – Categoría Viviendas	
Descripción de uso	Carga de Uso [kPa]
Áreas de uso general	2 [kPa]
Dormitorios y buhardillas habitables	2 [kPa]
Balcones que no excedan 10 m ²	2.5 [kPa]
Corredores y lugares de uso público	4 [kPa]

Tabla 2.- Cargas de uso según NCh 1537.Of86

En el análisis se consideró la información proveniente de los planos de estructuras del edificio. En la Figura 23 se muestra una imagen del modelo de análisis:

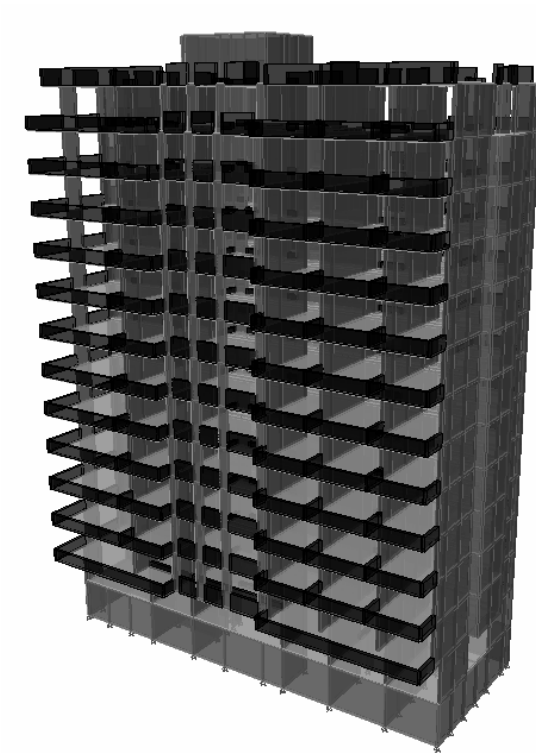


Figura 23.- Modelo de Análisis

En el análisis, se consideraron los siguientes tipos de elementos:

- Para vigas y dinteles se utilizaron elementos *"frame"*.
- Para la losa se utilizó un elemento *"shell"*, con una rigidez de la losa a momento del 0%.
- Para los muros se utilizaron elementos *"shell"*, se supuso que las secciones estaban sin armadura y sin agrietar.

Se consideró que la losa actúa como diafragma rígido, compatibilizando deformaciones y distribuyendo los esfuerzos en los elementos verticales.

3.2 Análisis Modal Espectral y Factores de Reducción

El análisis dinámico se hizo según la norma NCh433.Of96, vigente al momento de la construcción del edificio.

En el análisis se consideraron los valores indicados en la Tabla 3:

Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo (DS.61)	II (B)
Categoría Edificio	C
R _o	11
R	7
Acel. Efectiva (A _o /g)	0.4
S	1.00
T _o	0.30
T'	0.35
n	1.33
p	1.50
Coef. Importancia, I	1

Tabla 3.- Parámetros para el análisis sísmico según NCh 433.Of1996

Para el análisis modal espectral, se consideran 15 modos de vibrar, alcanzándose más de un 90% de la masa equivalente en cada una de las direcciones, de acuerdo a lo requerido por la NCh433.Of96.

En el Anexo A, se muestran los resultados del análisis modal espectral.

La Tabla 4 resume los resultados del análisis sísmico:

Peso Sísmico	5362.85 [T]
T _x	0.548
T _y	0.577
Q _{min}	359.3 [T]
Q _{max}	750.8 [T]
Q _{elasticoX}	2307.7 [T]
Q _{elasticoY}	2387.9 [T]
R [*] _x	7.87
R [*] _y	8.00
Q _{redX}	293.35 [T]
Q _{redY}	298.55 [T]
R ^{**} _x	6.42
R ^{**} _y	6.65

Tabla 4.- Resumen análisis sísmico del edificio en estudio

El diseño queda controlado por el corte basal mínimo, con un valor de 359.3 [T], correspondiente a un 6.7% del peso sísmico.

En la Figura 24 se presenta el espectro de aceleraciones para una zona sísmica 3 y suelo tipo II, considerado en el análisis, y los valores de las ordenadas para los períodos fundamentales de la estructura.

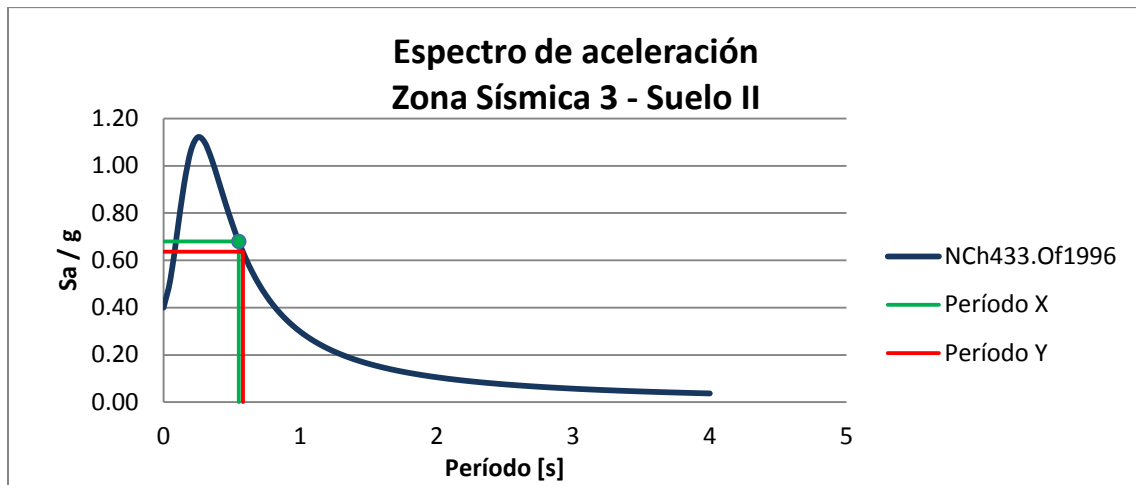


Figura 24.- Espectros de Diseño y ordenadas del espectro elástico para los períodos fundamentales.

3.3 Combinaciones de Carga

Se verificó el diseño de la estructura con las combinaciones de carga de acuerdo a la norma NCh433.Of96.

Los factores de combinación de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia, según la norma NCh433.Of96, son:

- C1: $1.4 D + 1.7 L$
- C2: $1.4 D + 1.4 L \pm 1.4 S_x$
- C3: $1.4 D + 1.4 L \pm 1.4 S_y$
- C4: $0.9 D \pm 1.4 S_x$
- C5: $0.9 D \pm 1.4 S_y$

Donde:

- D: Cargas por peso propio de la estructura
- L: Sobrecargas de uso de acuerdo a la norma NCh 1537.Of2009
- Sx: Carga de sismo reducida en la dirección X
- Sy: Carga de sismo reducida en la dirección Y

3.4 Revisión del diseño de los muros del edificio de acuerdo a la NCh433.Of96

Se revisó el diseño a flexocompresión y corte de los muros que se dañaron en el primer piso y el diseño a corte de las fachadas del eje 1 y B del edificio, de acuerdo a la NCh 433.Of1996.

3.4.1 Verificación del Diseño del Muro del Eje 4

3.4.1.1 Resultados de la verificación del diseño a flexocompresión

En las Figura 25 y Figura 26 se muestran los diagramas de interacción para ambos sentidos de análisis para la sección transversal en el primer piso del muro del eje 4.

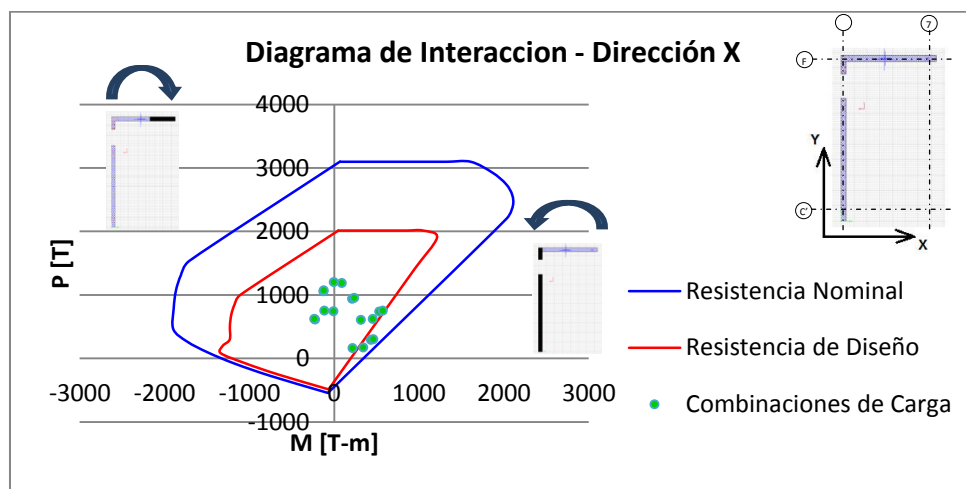


Figura 25.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, NCh 433.Of1996

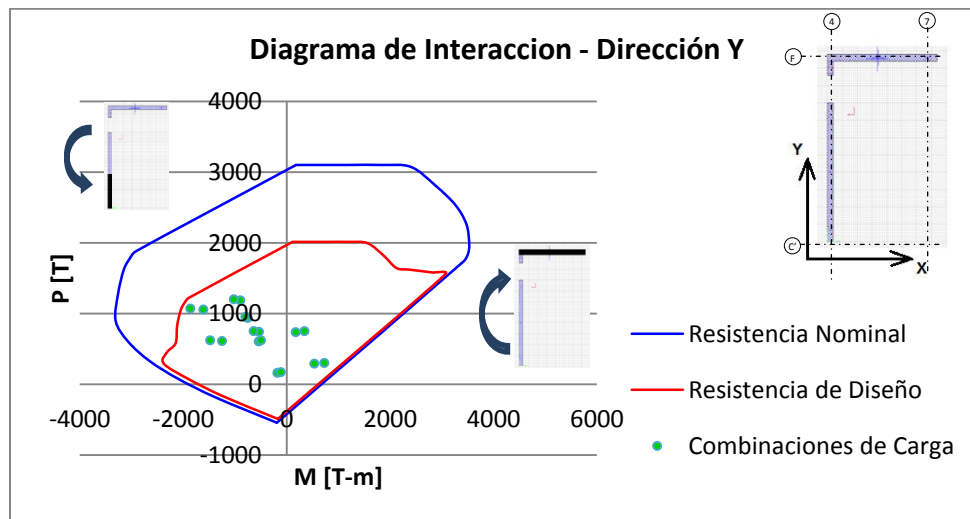


Figura 26.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección Y, NCh 433.Of1996

Se aprecia en la Figura 25 una deficiencia en la armadura longitudinal en el borde libre eje F.

La Figura 27 muestra la armadura dispuesta en el borde libre del eje F.

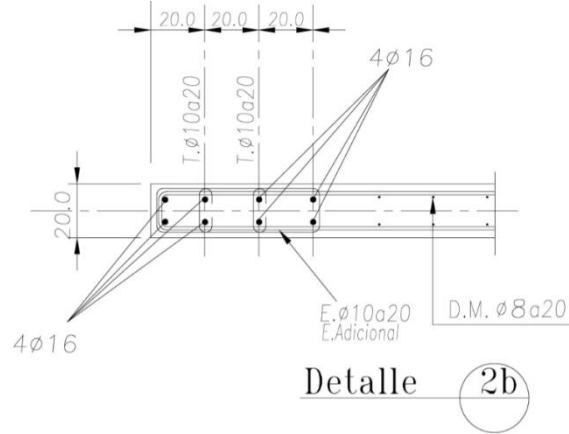


Figura 27.- Armadura longitudinal original en borde libre del eje F

Aumentando la armadura a lo indicado en la Figura 28, se obtiene el diagrama de interacción para la dirección X de análisis de la Figura 29, cumpliendo los esfuerzos solicitantes:

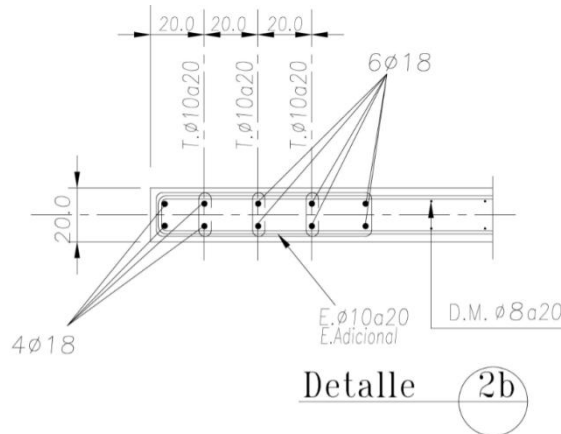


Figura 28.- Armadura longitudinal propuesta en borde libre del eje F

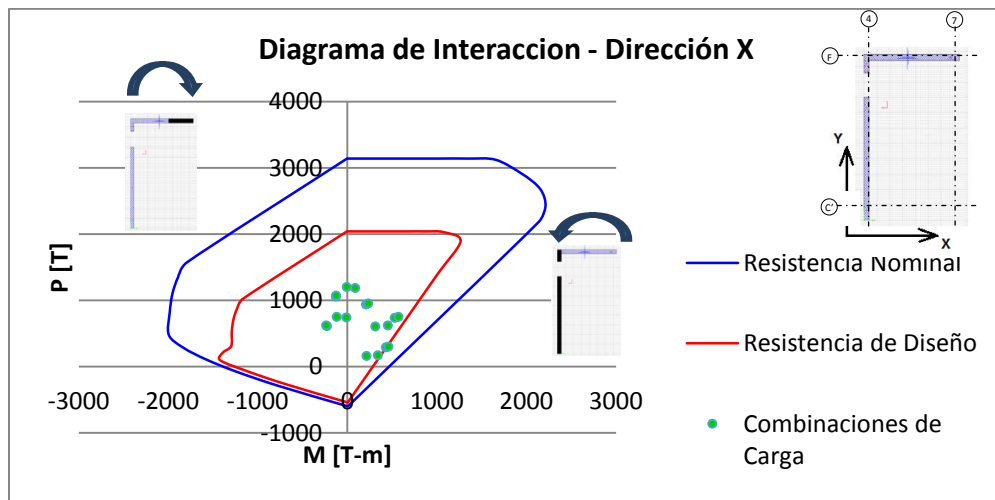


Figura 29.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, NCh 433.Of1996, con armadura propuesta

3.4.1.2 Resultados de la verificación del diseño a corte

En las Figura 30 se muestra el esfuerzo de corte por piso del muro en la dirección Y:

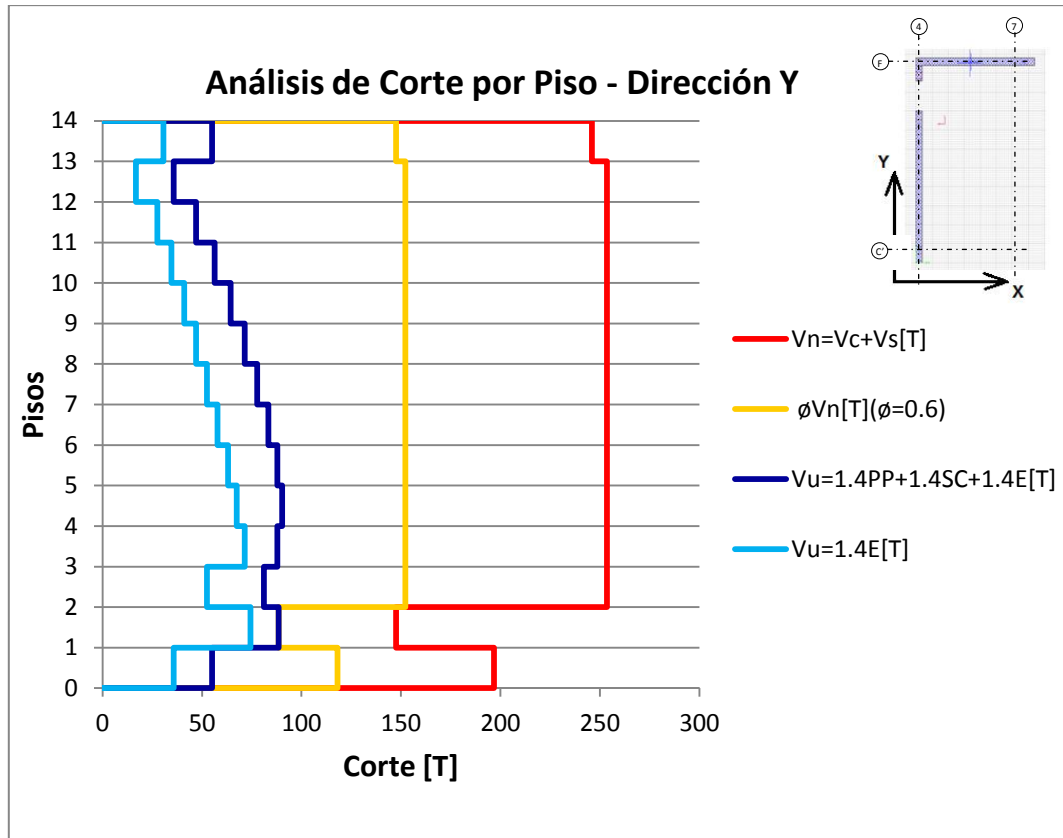


Figura 30.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 4 – Dirección Y, NCh 433.Of1996

De acuerdo a la figura anterior, la sección cumple con lo requerido a corte según la norma.

3.4.2 Verificación del Diseño del Muro del Eje 7

3.4.2.1 Resultados de la verificación del diseño a flexocompresión

En las Figura 31 y Figura 32 se muestran los diagramas de interacción para ambos sentidos de análisis.

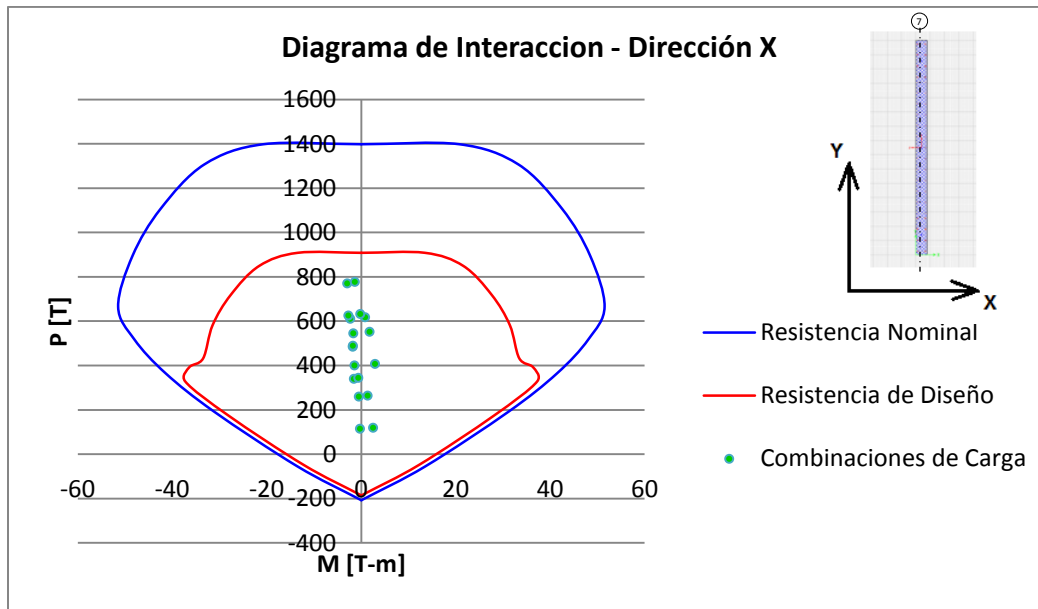


Figura 31.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección X, NCh 433.Of1996

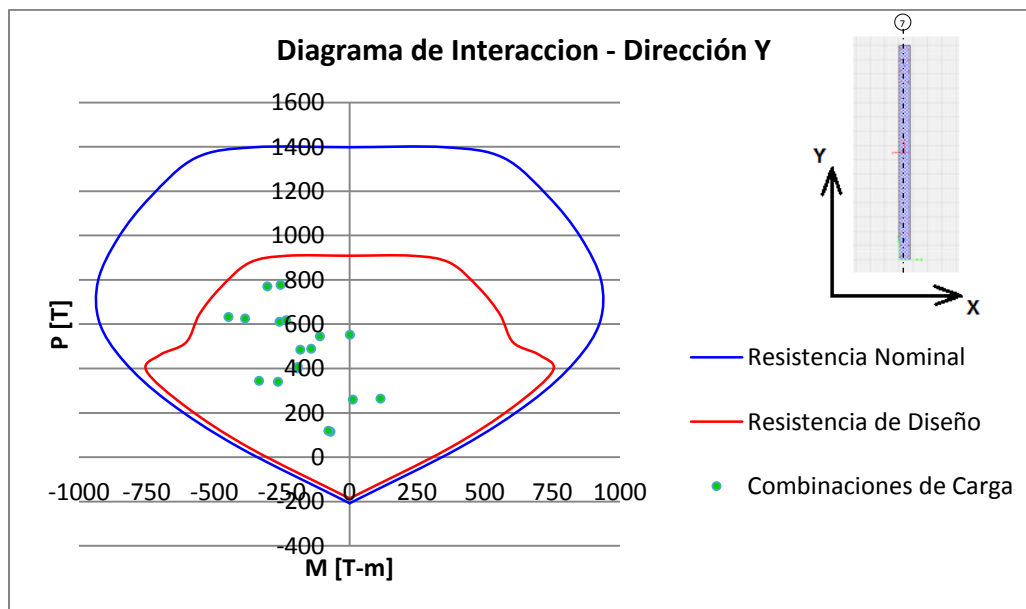


Figura 32.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección Y, NCh 433.Of1996

De acuerdo a las figuras anteriores, la sección cumple con el diseño a flexocompresión de acuerdo a la norma.

3.4.2.2 Resultados de la verificación del diseño a corte

En las Figura 33 se muestra el esfuerzo de corte por piso del muro en la dirección Y:

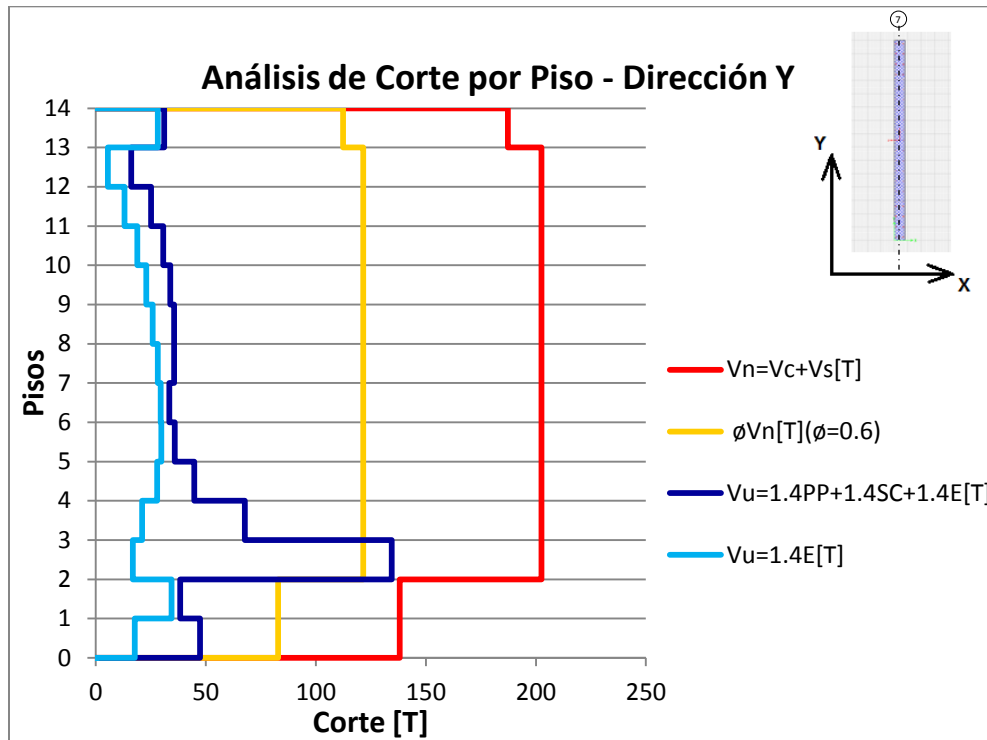


Figura 33.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 7– Dirección Y, NCh433 Of.96

De acuerdo a la Figura 33, la sección cumple con el diseño a corte, a excepción del segundo piso, donde existe una componente estática significativa. Sin embargo, esta componente se debe a una distorsión local del modelo producto de un cambio de sección del elemento.

Este efecto se puede apreciar en la Figura 34:

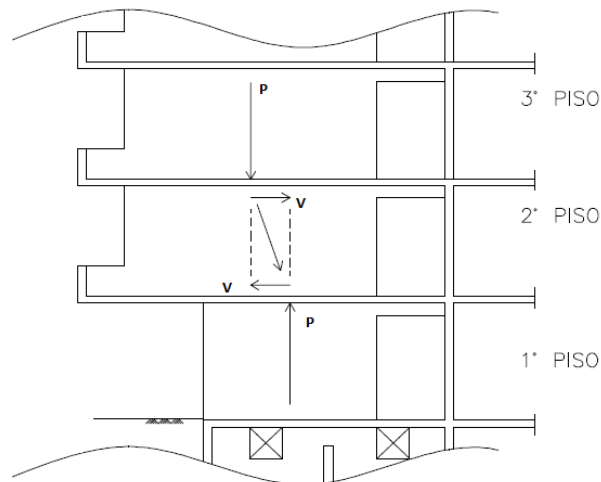


Figura 34.- Efecto estático producto del muro bandera

3.4.3 Verificación del Diseño de los machones del Eje 1

Se verificó el diseño a corte de los machones de la fachada del eje 1. La Figura 35 muestra la asignación de Pier de los elementos:

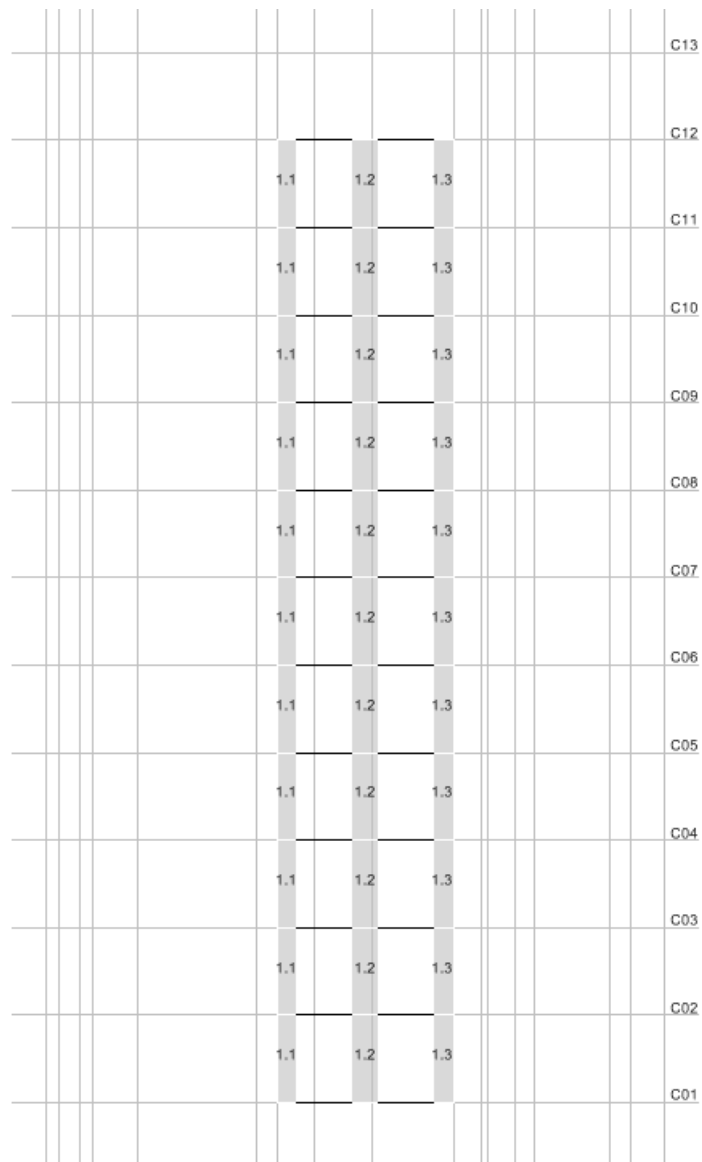


Figura 35.- Asignación de Pier de elementos de eje 1

La Tabla 5 a Tabla 7 resumen los valores de corte último y resistencia al corte de los elementos de la fachada norte:

Pier 1.1					
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$
12°	7.89	11.06	13.86	24.92	Cumple
11°	16.14	11.06	13.86	24.92	No Cumple
10°	19.00	11.06	13.86	24.92	No Cumple
9°	22.26	11.06	13.86	24.92	No Cumple
8°	24.74	11.06	13.86	24.92	No Cumple
7°	26.93	11.06	13.86	24.92	No Cumple
6°	28.82	11.06	13.86	24.92	No Cumple
5°	30.48	11.06	13.86	24.92	No Cumple
4°	32.45	11.06	13.86	24.92	No Cumple
3°	33.88	11.06	13.86	24.92	No Cumple
2°	47.57	11.06	13.86	24.92	No Cumple

Tabla 5.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.1

Pier 1.2					
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$
12°	16.76	12.74	15.96	28.70	Cumple
11°	24.53	12.74	15.96	28.70	No Cumple
10°	29.47	12.74	15.96	28.70	No Cumple
9°	34.07	12.74	15.96	28.70	No Cumple
8°	37.94	12.74	15.96	28.70	No Cumple
7°	41.13	12.74	15.96	28.70	No Cumple
6°	43.63	12.74	15.96	28.70	No Cumple
5°	45.35	12.74	15.96	28.70	No Cumple
4°	46.46	12.74	15.96	28.70	No Cumple
3°	45.41	12.74	15.96	28.70	No Cumple
2°	48.48	12.74	15.96	28.70	No Cumple

Tabla 6.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.2

Pier 1.3					
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$
12°	12.23	11.06	13.86	24.92	Cumple
11°	13.62	11.06	13.86	24.92	Cumple
10°	16.64	11.06	13.86	24.92	No Cumple
9°	19.01	11.06	13.86	24.92	No Cumple
8°	21.17	11.06	13.86	24.92	No Cumple
7°	22.86	11.06	13.86	24.92	No Cumple
6°	24.02	11.06	13.86	24.92	No Cumple
5°	24.46	11.06	13.86	24.92	No Cumple
4°	23.91	11.06	13.86	24.92	No Cumple
3°	21.49	11.06	13.86	24.92	No Cumple
2°	27.85	11.06	13.86	24.92	No Cumple

Tabla 7.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.3

De las tablas anteriores, se puede ver que en general, los elementos se encuentran subdimensionados a corte. Esto quedó en evidencia por la magnitud de los daños y fisuras que presentó la fachada.

3.4.4 Verificación del Diseño de los machones del Eje B

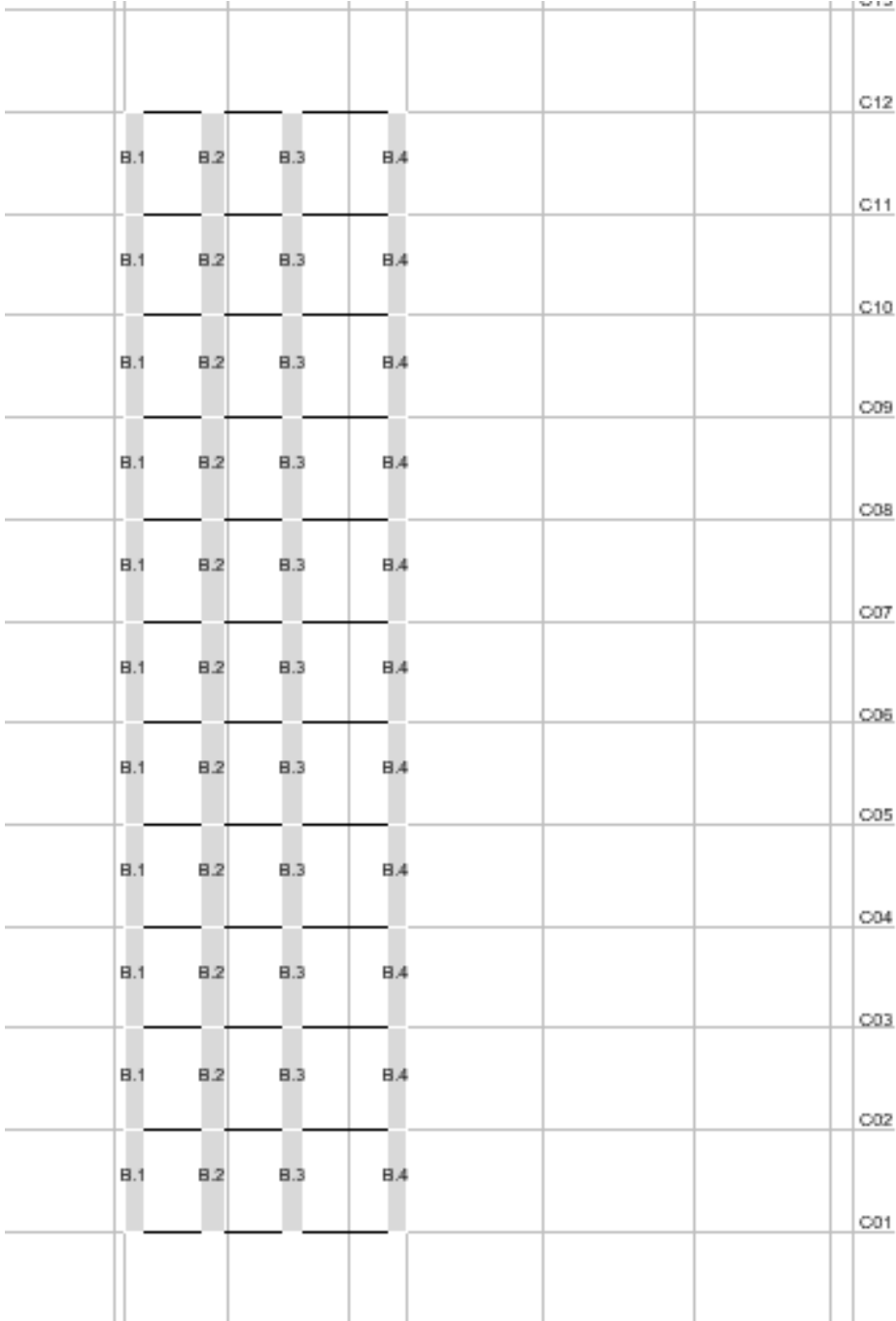


Figura 36.- Asignación de Pier de elementos de eje B

Pier B.1					
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$
12°	6.76	9.39	11.76	21.15	Cumple
11°	8.17	9.39	11.76	21.15	Cumple
10°	9.71	9.39	11.76	21.15	Cumple
9°	11.10	9.39	11.76	21.15	Cumple
8°	12.48	9.39	11.76	21.15	Cumple
7°	13.88	9.39	11.76	21.15	No Cumple
6°	15.39	9.39	11.76	21.15	No Cumple
5°	17.34	9.39	11.76	21.15	No Cumple
4°	19.43	9.39	11.76	21.15	No Cumple
3°	23.72	9.39	11.76	21.15	No Cumple
2°	30.09	9.39	11.76	21.15	No Cumple

Tabla 8.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.1

Pier B.2					
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$
12°	10.88	9.39	11.76	21.15	Cumple
11°	11.90	9.39	11.76	21.15	Cumple
10°	14.28	9.39	11.76	21.15	No Cumple
9°	16.18	9.39	11.76	21.15	No Cumple
8°	18.11	9.39	11.76	21.15	No Cumple
7°	19.94	9.39	11.76	21.15	No Cumple
6°	21.78	9.39	11.76	21.15	No Cumple
5°	23.67	9.39	11.76	21.15	No Cumple
4°	25.78	9.39	11.76	21.15	No Cumple
3°	27.43	9.39	11.76	21.15	No Cumple
2°	32.02	9.39	11.76	21.15	No Cumple

Tabla 9.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.2

Pier B.3					
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$
12°	11.99	9.39	11.76	21.15	Cumple
11°	11.52	9.39	11.76	21.15	Cumple
10°	14.05	9.39	11.76	21.15	No Cumple
9°	16.50	9.39	11.76	21.15	No Cumple
8°	18.71	9.39	11.76	21.15	No Cumple
7°	20.71	9.39	11.76	21.15	No Cumple
6°	22.54	9.39	11.76	21.15	No Cumple
5°	24.15	9.39	11.76	21.15	No Cumple
4°	25.84	9.39	11.76	21.15	No Cumple
3°	26.19	9.39	11.76	21.15	No Cumple
2°	28.48	9.39	11.76	21.15	No Cumple

Tabla 10.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.3

Pier B.4					
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$
12°	7.90	9.39	11.76	21.15	Cumple
11°	9.88	9.39	11.76	21.15	Cumple
10°	11.61	9.39	11.76	21.15	Cumple
9°	13.42	9.39	11.76	21.15	No Cumple
8°	15.02	9.39	11.76	21.15	No Cumple
7°	16.61	9.39	11.76	21.15	No Cumple
6°	18.20	9.39	11.76	21.15	No Cumple
5°	20.06	9.39	11.76	21.15	No Cumple
4°	22.18	9.39	11.76	21.15	No Cumple
3°	25.52	9.39	11.76	21.15	No Cumple
2°	32.29	9.39	11.76	21.15	No Cumple

Tabla 11.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.4

La mayoría de los machones de la fachada del eje B no cumple con la resistencia requerida a corte.

3.5 Revisión de los muros de acuerdo a la NCh 433.Of1996 mod.2009 y al D.S.61

3.5.1 Verificación del Diseño del Muro del Eje 4

3.5.1.1 Resultados de la verificación del diseño a flexocompresión

En las Figura 37 y Figura 38 se muestran los diagramas de interacción para ambos sentidos de análisis.

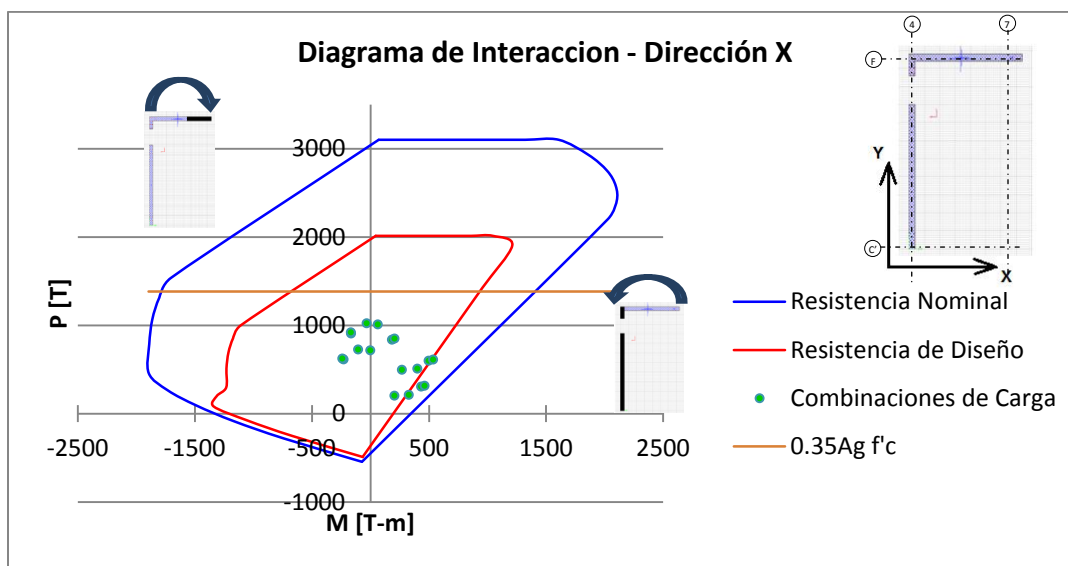


Figura 37.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, D.S.61

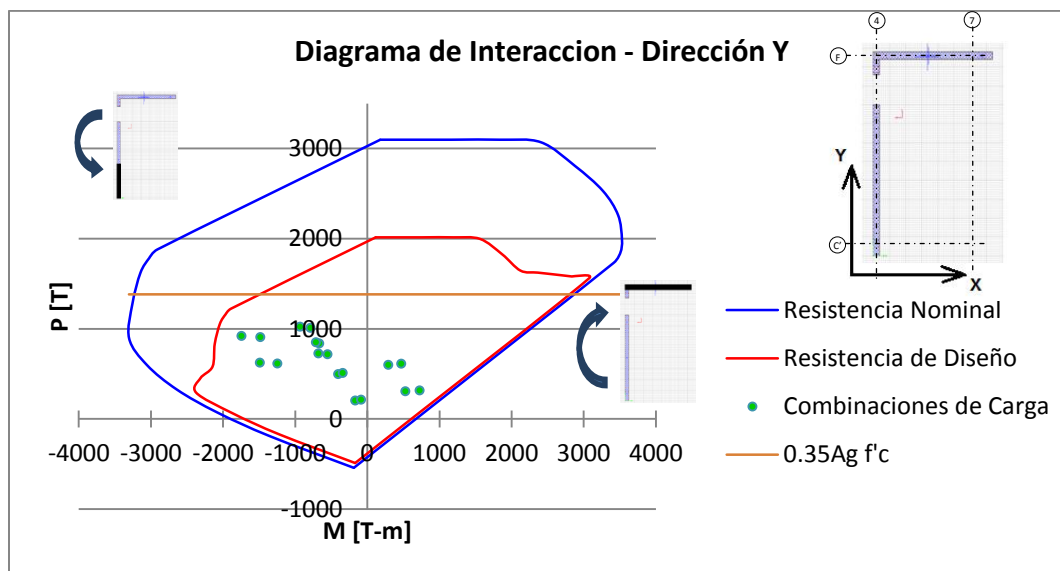


Figura 38.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección Y, D.S.61

El espectro de diseño definido por el decreto D.S.61 para suelo tipo B es el mismo que el de la norma NCh433.Of96, con la diferencia que los factores de peso propio y sobrecarga de las

combinaciones de carga son menores. Por lo tanto, los resultados del diagrama de interacción son muy similares a los anteriores, apreciándose una deficiencia de armadura para la dirección del sismo en X.

3.5.1.2 Resultados de la verificación del diseño a corte

En la Figura 39 se muestra el esfuerzo de corte por piso del muro en la dirección Y:

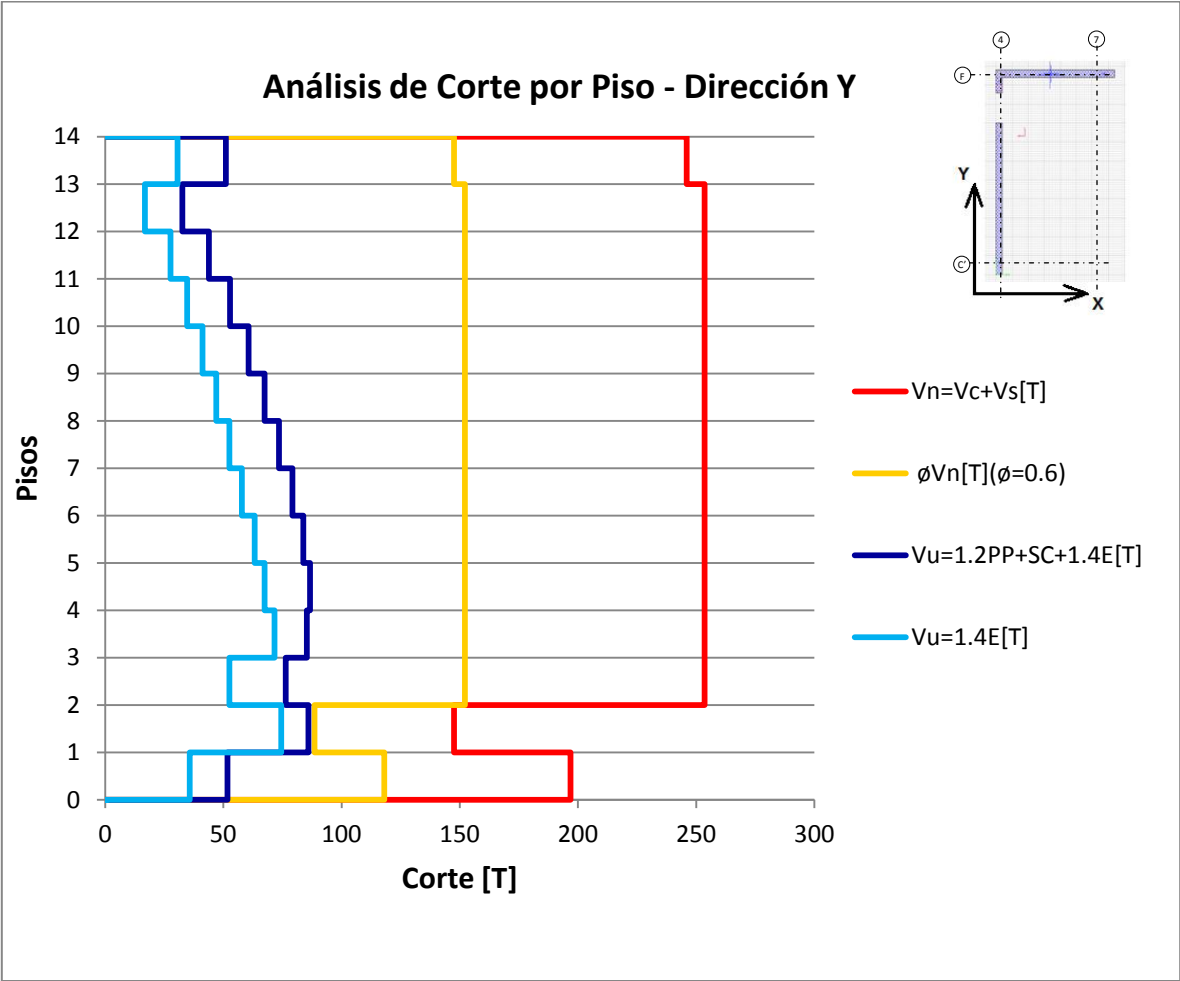


Figura 39.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 4- Dirección Y, D.S.61

3.5.2 Verificación del Diseño del Muro del Eje 7

3.5.2.1 Resultados de la verificación del diseño a flexocompresión

En las Figura 40 y Figura 41 se muestran los diagramas de interacción para ambos sentidos de análisis.

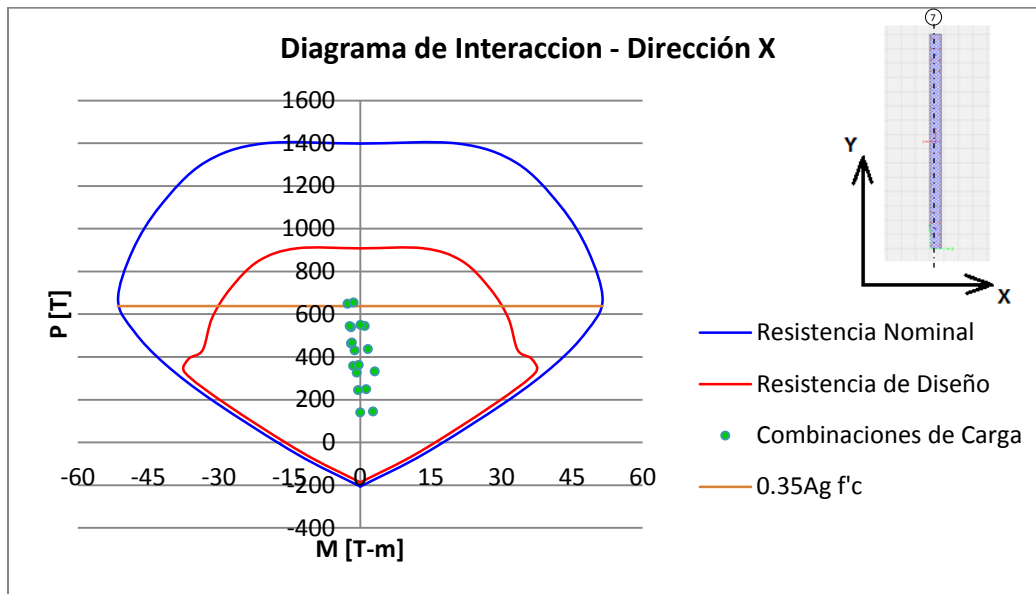


Figura 40.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección X, D.S.61

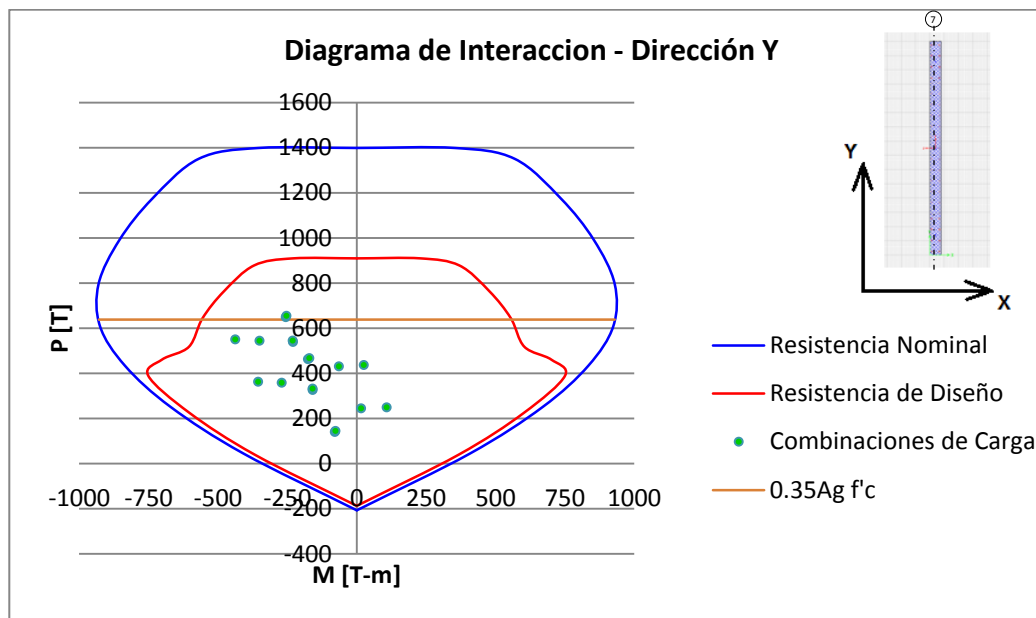


Figura 41.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección Y, D.S.61

Los esfuerzos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de los límites de la resistencia de diseño, sin embargo, el elemento se encuentra ligeramente pasado del límite impuesto en el D.S. 61 para la carga axial de $0.35 A_g \times f'c$.

3.5.2.2 Resultados de la verificación del diseño a corte

En la Figura 42 se muestra el esfuerzo de corte por piso del muro en la dirección Y:

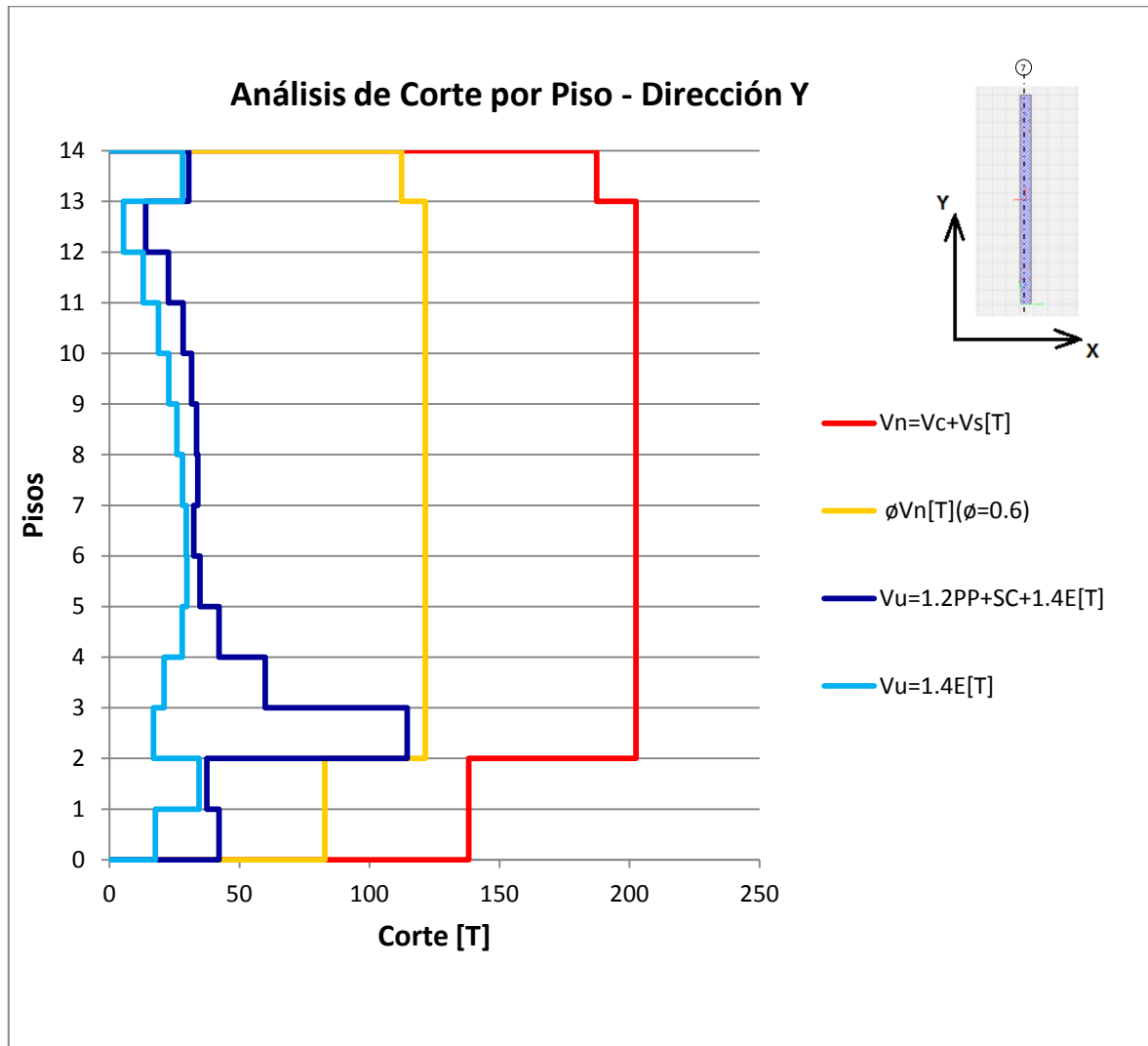


Figura 42.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 7– Dirección Y, D.S.61

En el diseño a corte, se observa el mismo efecto estático comentado en la sección 3.4.2.2, pero el corte último no supera la resistencia a corte de diseño.

3.5.3 Verificación del Diseño de los machones

El análisis de los machones de fachada arrojó resultados similares en cuanto a deficiencia de armadura a corte.

3.5.4 Verificación de carga axial

En la Figura 43 se muestran los muros que superan la carga axial máxima permitida según el D.S.60, Sección 21.9.5.3, $0.35 f'c$, indicando la carga axial presente en cada uno de ellos:

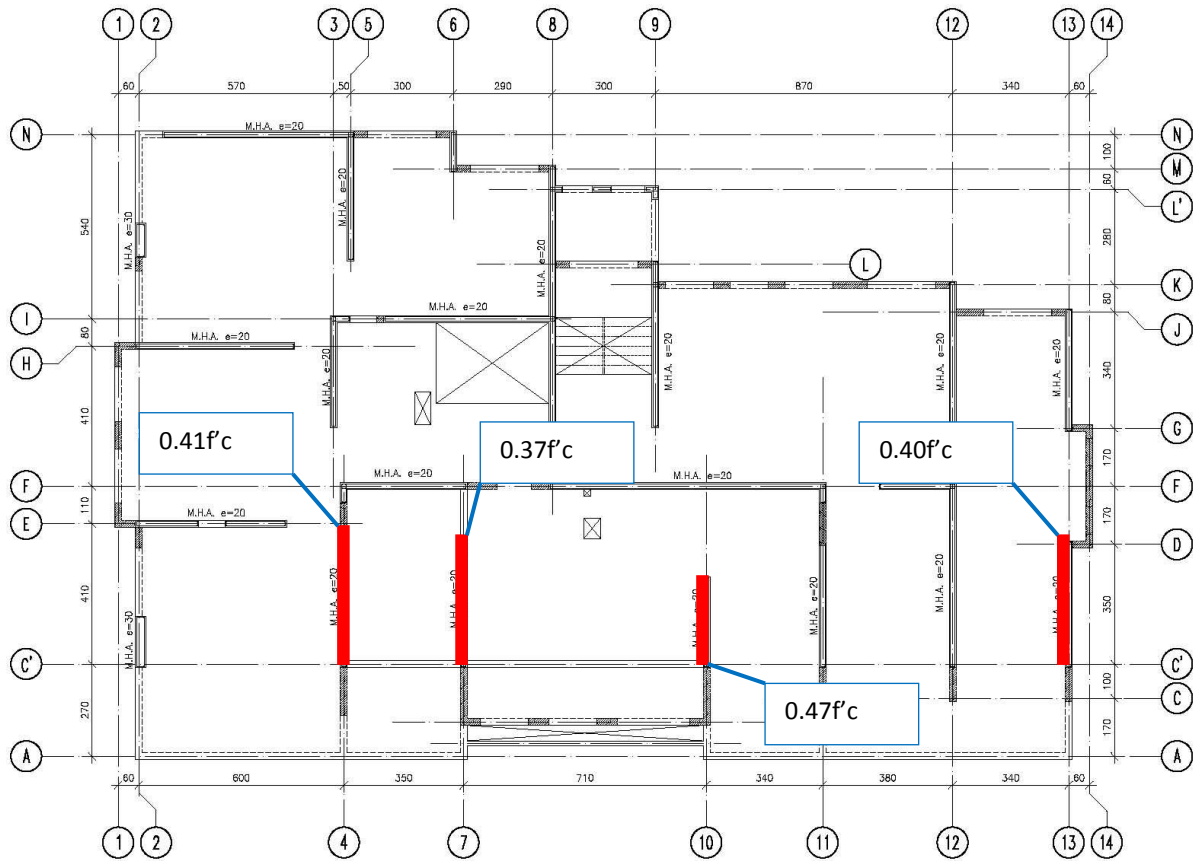


Figura 43.- Carga axial sobre muros del primer piso

Ambos muros en estudio superan la carga axial máxima impuesta en el D.S.60.

3.6 Análisis de Deformaciones y Análisis Seccional

3.6.1 Ecuaciones Constitutivas

3.6.1.1 Hormigón Armado

Para el análisis seccional de los elementos, se utilizó la ecuación constitutiva del hormigón propuesta por Kent & Park (Figura 44):

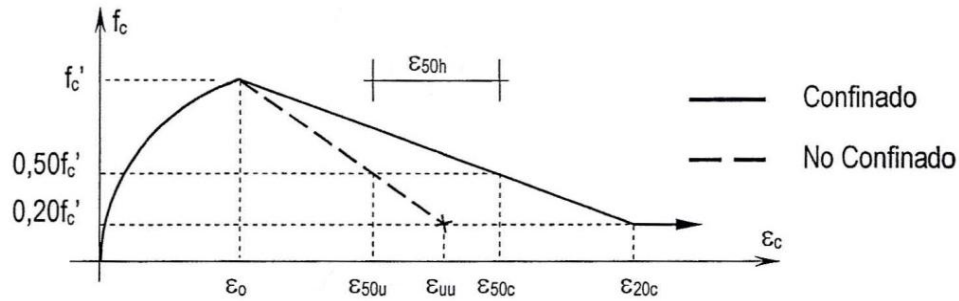


Figura 44.- Ley Constitutiva del Hormigón – Kent & Park (1971)

Donde:

$$\varepsilon_0 = 0.002$$

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

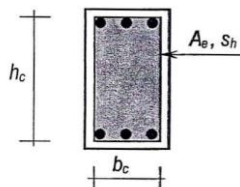
$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \sqrt{b_c / s_h}$$

$$\varepsilon_{uu} = 1.60 \varepsilon_{50u} - 0.60 \varepsilon_0$$

$$\varepsilon_{50c} = \varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h}$$

$$\varepsilon_{20c} = 1.60 \varepsilon_{50c} - 0.60 \varepsilon_0$$

$$\rho_s = \text{Cuantía Volumétrica de Acero} = \frac{\text{Vol Acero Confinamiento}}{\text{Vol Núcleo Confinado}} = \frac{2 A_e (b_c h_c)}{b_c h_c s_h}$$



$$f_c = f'_c \left\{ 2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\} \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$$

$$f_c = f'_c \left\{ 1 - \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{2(\varepsilon_{50u} - \varepsilon_0)} \right\} \quad \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{uu} \text{ Rama Descendente Hormigón no Confinado}$$

$$f_c = f'_c \left\{ 1 - \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{2(\varepsilon_{50c} - \varepsilon_0)} \right\} \quad \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \text{ Rama Descendente Hormigón Confinado}$$

Algunas leyes constitutivas, como la propuesta por Scott, Park y Priestley (1982), toman en cuenta el efecto del confinamiento en el aumento de la resistencia y la deformación última de rotura del hormigón, sin embargo, este efecto no se consideró en la verificación de los elementos debido a que el espesor del muro es de 20 [cm], y el área de confinamiento efectivo se ve reducido por la separación de los estribos y trabas tanto en la dirección horizontal como en la vertical, lo anterior se ve reflejado de manera esquemática en la Figura 45, sólo se consideró el efecto del aumento de la deformación última de rotura en la sección de diseño con la norma actual:

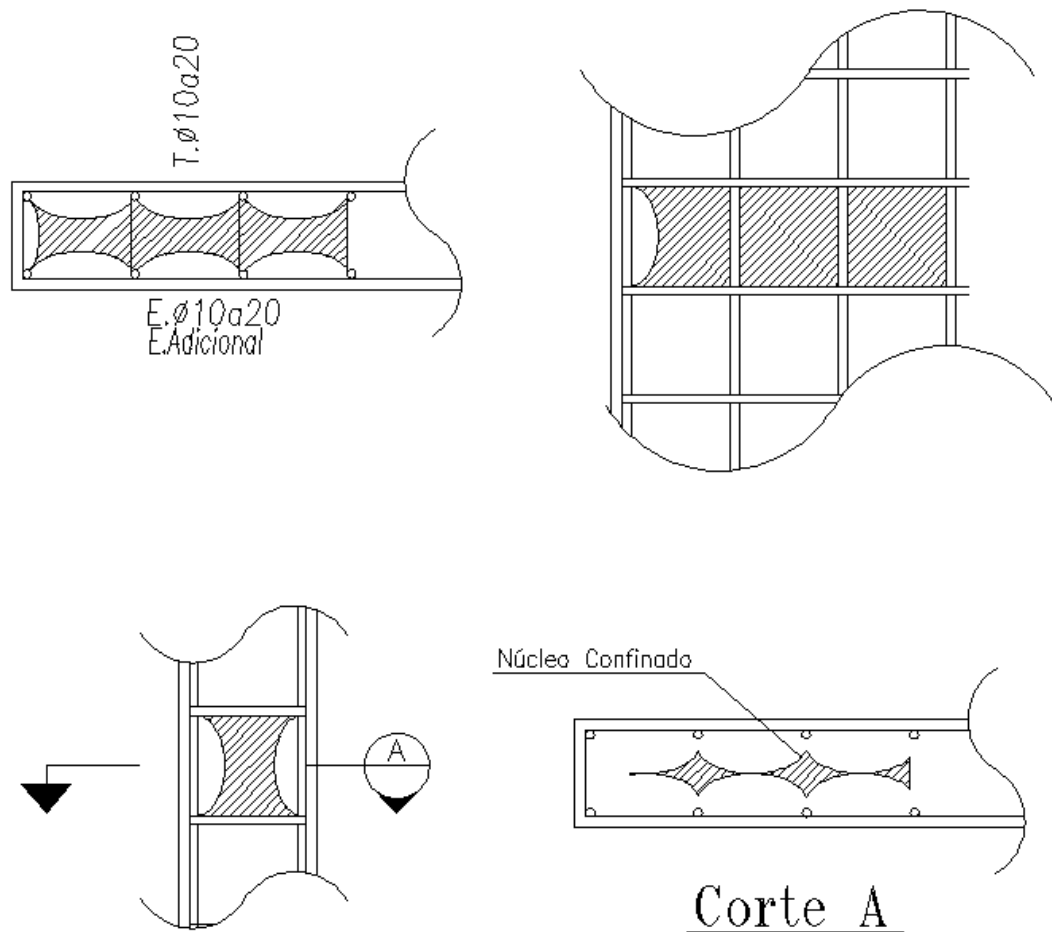


Figura 45.- Esquema núcleo confinado en borde de muro

Por lo tanto, el efecto que tiene la armadura transversal de borde para este caso es disminuir la longitud de pandeo del refuerzo vertical. Sin embargo, los estribos, $\phi 10@20$, no cumplen con los requerimientos de separación máxima de 6 veces el diámetro de la barra longitudinal, actualmente requerida por el decreto D.S. 60, sección 21.9.6.5, y la resistencia del refuerzo longitudinal a través de los ciclos de carga, se ve disminuida rápidamente. (Rodríguez et al, 1999).

3.6.1.2 Acero de Refuerzo

Para la ley constitutiva del acero, graficada en la Figura 46, se consideró una deformación unitaria de fluencia $\epsilon_{sy} = 0.2\%$ y una deformación unitaria de rotura de $\epsilon_{su} = 6\%$ (Priestley 2009), producto del efecto cíclico de las cargas. No se consideró el escalón de endurecimiento.

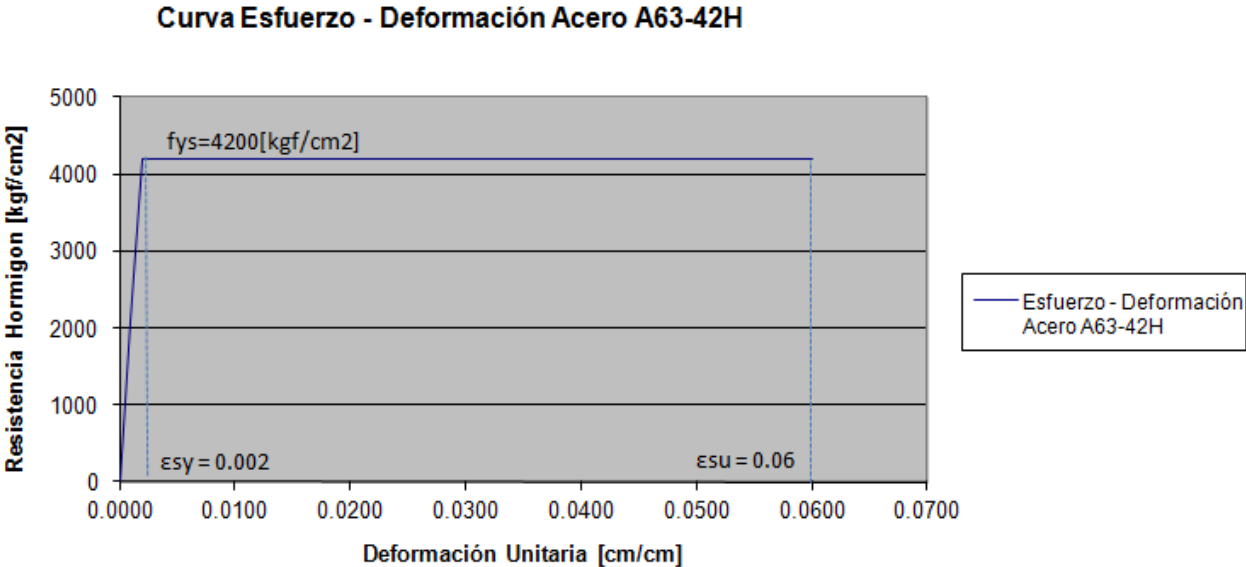


Figura 46.- Ley Constitutiva del Acero

3.6.2 Capacidad de deformación

La capacidad de deformación de un muro, δr , se define como el desplazamiento a nivel de techo de un muro antes de que se alcance el valor de curvatura última adoptada en el diseño en la sección crítica.

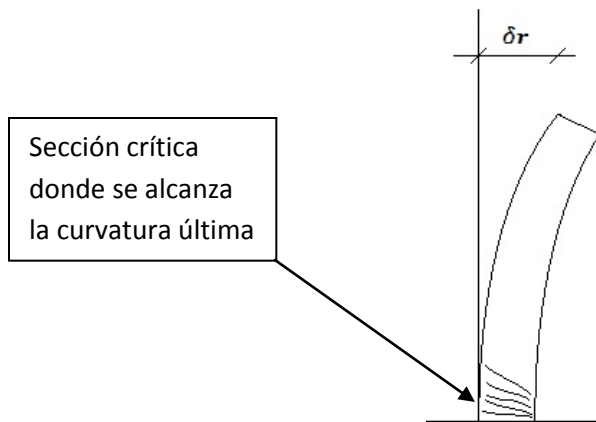


Figura 47.- Esquema de capacidad de deformación de un muro

En el cálculo de la capacidad de deformación de un muro se pueden considerar dos componentes, la primera es la capacidad de desplazamiento elástico (Δy), producto de integrar la curvatura del muro en toda la altura de éste, partiendo con la curvatura de fluencia (ϕ_y) en la base hasta llegar a curvatura 0 en el coronamiento del muro. La segunda es la capacidad de desplazamiento inelástico (Δp), asociada a la curvatura última de rotura (ϕ_u), producto de una rótula plástica a nivel de la sección crítica.

La Figura 48, muestra de manera esquemática la distribución de la curvatura en la altura del muro, mientras que la Figura 49 muestra las componentes elástica y plástica de deformación del muro:

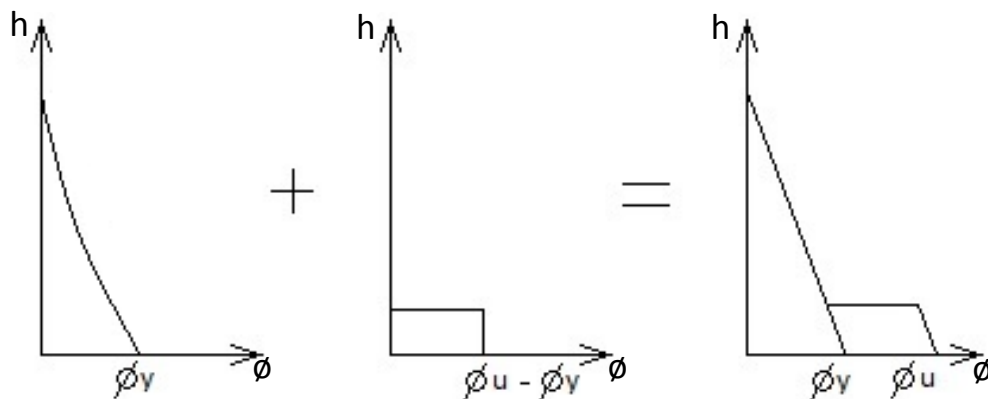


Figura 48.- Distribución de la curvatura en la altura del muro

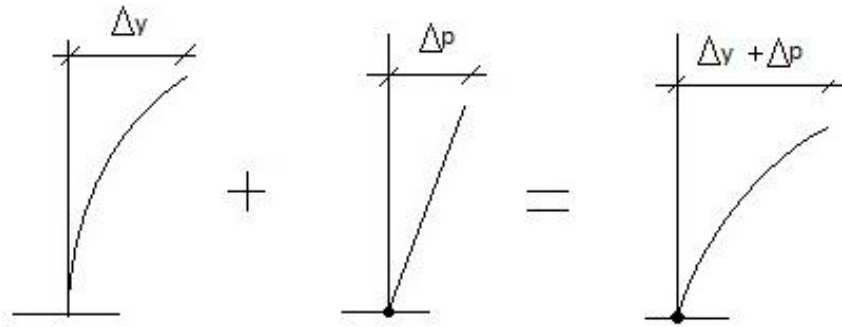


Figura 49.- Esquemas de capacidad de deformación de un muro

Sumando ambas componentes, se obtiene la capacidad de desplazamiento del muro a nivel de techo. La contribución de cada componente a la capacidad de desplazamiento total de la pieza varía dependiendo de la geometría y la armadura de cada sección.

La Ecuación 1 (Wallace & Orakcal, 2002) se utilizó para calcular la capacidad última de desplazamiento de techo, donde el primer término corresponde al desplazamiento elástico y el segundo término corresponde al desplazamiento inelástico:

$$\delta r = \frac{11}{40} \phi_y H^2 + (\phi_u - \phi_y) * l_p * (H - \frac{l_p}{2}) \quad (3-1)$$

Donde,

Φ_y = Curvatura de fluencia

Φ_u = Curvatura última de rotura

H= altura del muro

l_p = longitud de la rótula plástica

So tomó un largo de rótula plástica igual a la mitad del largo del muro.

$$l_p = \frac{l_w}{2} \quad (3-2)$$

La curvatura de fluencia, (ϕ_y), queda definida por una deformación unitaria del hormigón o del acero del 0.002. La curvatura última (ϕ_u), queda definida por un acortamiento unitario último del hormigón del 0.003, según lo definido por el ACI3018-08, Sección 10.2.3, o un alargamiento unitario del acero del 0.06.

Con estas ecuaciones se verificará la deformación unitaria del acero y del hormigón para los desplazamientos de diseño en la Sección 3.6.5.4.

3.6.3 Demanda de desplazamiento de techo según D.S.61

La demanda de desplazamiento es el desplazamiento a nivel del techo de la estructura producida por el sismo. A partir del decreto D.S.117, se tiene define en la norma una curva de demanda de desplazamiento, que depende de la zona y suelo donde se ubica la estructura y de los períodos fundamentales de la misma.

Del análisis sísmico, se obtuvieron los períodos fundamentales de la estructura:

Tx: 0.548 [s] (Modo 2)

Ty: 0.577 [s] (Modo 1)

De acuerdo al D.S. 61, Artículo 9°, para estimar el período que resulta de considerar las secciones agrietadas se deben multiplicar los períodos fundamentales por 1.5:

Tagx: 0.822 [s]

Tagy: 0.866 [s]

Del espectro de desplazamientos, se obtuvieron los desplazamientos del techo correspondiente a los períodos fundamentales de la estructura agrietada, Tagx y Tagy:

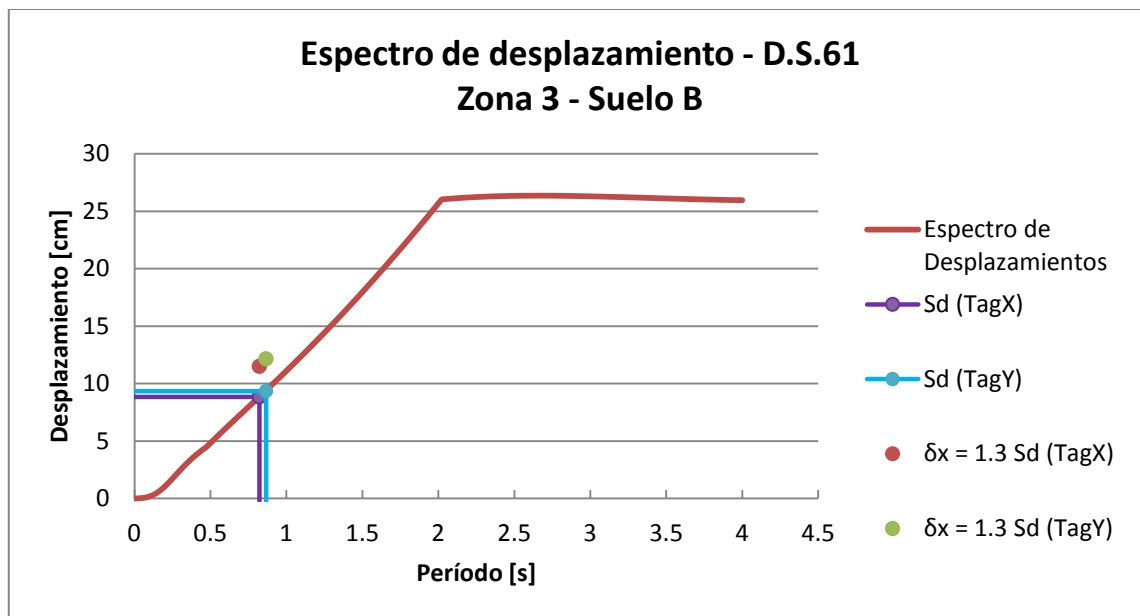


Figura 50.- Desplazamiento del techo según D.S. 61 para Zona 3 – Suelo B

$\Delta dagx = 8.85$ [cm]

$\Delta dagy = 9.35$ [cm]

Estos valores se multiplicaron por un factor 1.3, de acuerdo al Artículo 9° del D.S.61, para estimar la demanda de desplazamiento en el techo, que toma en cuenta el efecto de los modos superiores:

$$\delta_{ux} = 11.50 \text{ [cm]}$$

$$\delta_{uy} = 12.15 \text{ [cm]}$$

Las Figura 51 y Figura 52, muestran a modo de comparación los desplazamientos calculados con la Norma NCh433.Of96, D.S.117 y D.S.61 para un suelo tipo B, para el sismo en X y en Y, respectivamente:

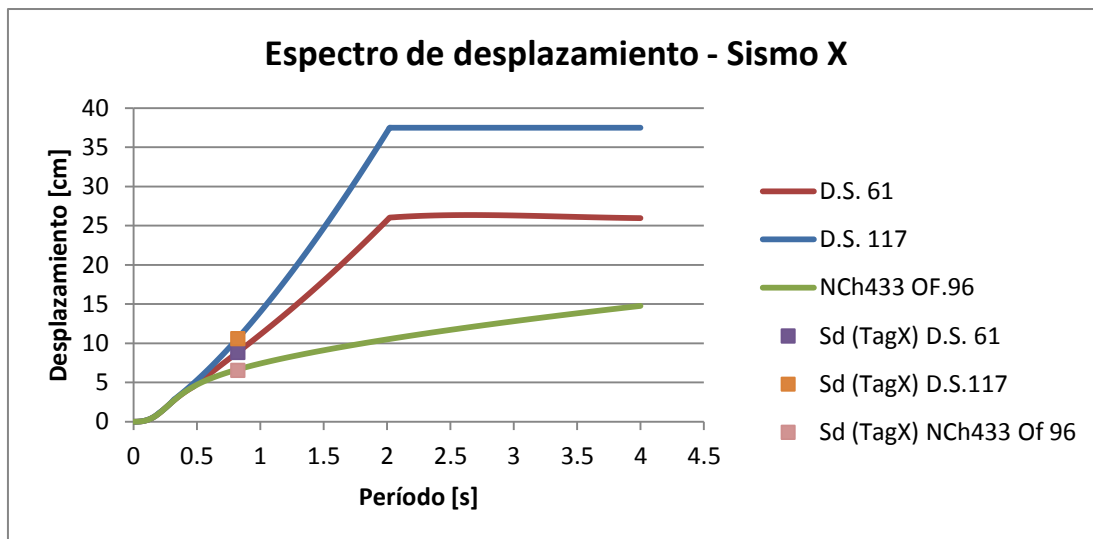


Figura 51.- Desplazamiento de techo NCh 433 Of. 96, D.S. 117 y D.S. 61

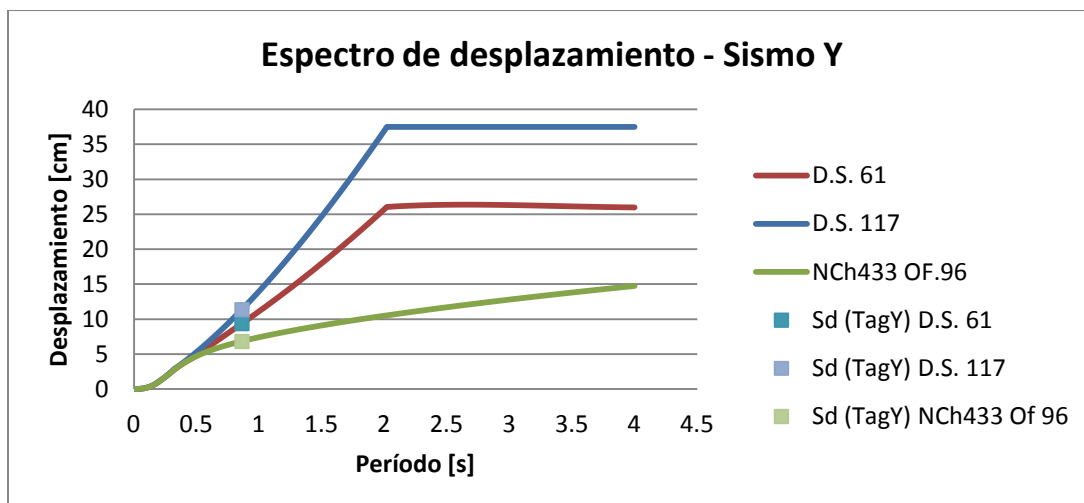


Figura 52.- Desplazamiento de techo NCh 433 Of. 1996, D.S. 117 y D.S. 61

Para obtener el desplazamiento de techo correspondiente a la NCh433.Of96 se usó la expresión:

$$Sd = w^2 * Sa$$

Donde:

$$w = \frac{T}{2\pi}$$

La Tabla 12 resume los valores de desplazamientos de techo, calculados con las secciones agrietadas:

Dirección	Desplazamiento de Techo [cm]		
	NCh 433 Of. 96	D.S. 117	D.S. 61
Despl. X	8.53	13.79	11.50
Despl. Y	8.83	14.74	12.15

Tabla 12.- Desplazamiento de techo de demanda

El desplazamiento relativo de techo consiste en la razón entre el desplazamiento de techo y la altura del muro desde su sección crítica, expresado como porcentaje. La Tabla 13 resume los valores de desplazamientos relativos de techo:

Dirección	Desplazamiento Relativo de Techo		
	NCh 433 Of. 96	D.S. 117	D.S. 61
Despl. X	0.26%	0.42%	0.35%
Despl. Y	0.27%	0.45%	0.37%

Tabla 13.- Desplazamiento relativo de techo

De la Tabla 12, se puede apreciar que hay un aumento de un 60% entre el desplazamiento de la NCh433.Of96 y el D.S.117, y un aumento del 35% entre la NCh433.Of96 y el D.S.61.

3.6.4 Niveles de Desempeño

Los niveles de desempeño (Restrepo, 2009) son estados límites definidos con los alargamientos unitarios del acero traccionado y del hormigón comprimido. Estos estados entregan información de los daños que se esperan ver en una sección a medida que se va aumentando la demanda de curvatura, para una carga axial dada.

El comportamiento esperado de las secciones va desde fisuras residuales hasta pandeo de las barras longitudinales o pérdida de sección del muro y pérdida de la resistencia de la sección.

En los gráficos de momento – curvatura y momento – desplazamiento relativo del techo, se indicaron los niveles de desempeño. Estos se definen de la siguiente manera:

3.6.4.1 Niveles de Desempeño del Hormigón

Ci) Agrietamiento del hormigón

Consecuente con la resistencia del hormigón a la tracción, dada por la fórmula $0.7\sqrt{f'c}$ [MPa]



Figura 53.- Diagrama de deformación unitaria - Agrietamiento del hormigón

Cii) Esfuerzo máximo de compresión en el hormigón no confinado

Para este caso se consideró una deformación unitaria en compresión del hormigón igual a 0.002. Es consecuente con la resistencia cilíndrica del hormigón $f'c$:

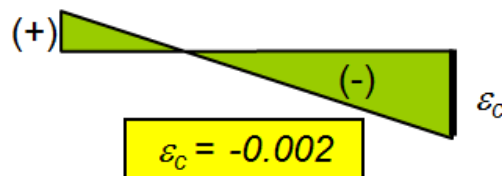


Figura 54.- Diagrama de deformación unitaria - Esfuerzo máximo del hormigón no confinado

Ciii) y Civ) Descascaramiento inicial y posterior pérdida del recubrimiento

Nivel de desempeño al que se produce la pérdida del recubrimiento, dejando la armadura longitudinal expuesta, al mismo tiempo, se logra la capacidad resistente a la flexión nominal del elemento. Se consideró una deformación unitaria en compresión del hormigón igual a 0.004

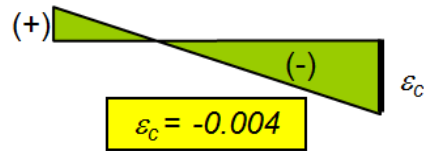


Figura 55.- Diagrama de deformación unitaria - Pérdida del recubrimiento

Cv) Aplastamiento del núcleo de hormigón

Consiste en la deformación unitaria donde el hormigón confinado alcanza su límite de deformación, produciéndose una pérdida de la sección de hormigón y de su resistencia a flexión.

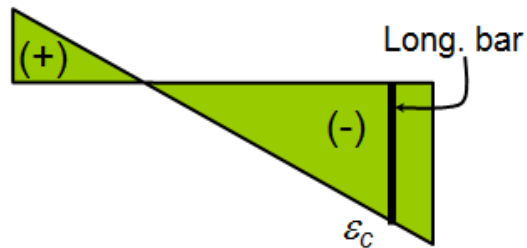


Figura 56.- Diagrama de deformación unitaria - Aplastamiento del núcleo de hormigón

El valor de la deformación unitaria que produce el aplastamiento del núcleo de hormigón viene dado por la cuantía de acero de confinamiento en las direcciones X e Y del muro según la Ec. (3-1)

$$\epsilon_{cu} = -(0.004 + 2\sqrt{\rho_{sx}\rho_{sy}}) \quad (3-1)$$

Donde:

ρ_{sx} = cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección X

ρ_{sy} = cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección Y

3.6.4.2 Niveles de Desempeño del Acero

Si) Fluencia a tracción del refuerzo longitudinal en el extremo de la sección

Estado límite de desempeño donde el acero longitudinal de borde alcanza la fluencia con una deformación unitaria de 0.002

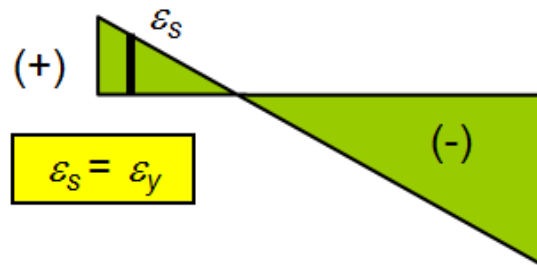


Figura 57.- Diagrama de deformación unitaria - Fluencia del refuerzo longitudinal

Sii) Deformación unitaria del 1% del refuerzo longitudinal en el extremo de la sección

El refuerzo longitudinal del borde traccionado alcanza el 1% de deformación unitaria. En este estado límite de desempeño, las grietas residuales pueden llegar a 0.8 mm de ancho, siendo necesarias inyectarlas para su reparación.

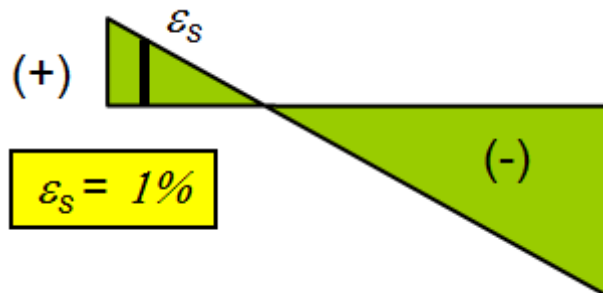


Figura 58.- Diagrama de deformación unitaria - 1% de def. unitaria del refuerzo longitudinal

Siii) Comienzo del pandeo de las barras longitudinales

La acción cíclica de un sismo produce un acortamiento y alargamiento de los elementos de una sección, siendo mayores estas deformaciones en los elementos de borde. El borde de muro, al comprimirse, tiene una deformación unitaria en el hormigón ϵ_c , mientras que al traccionarse, tiene una deformación unitaria en el acero ϵ_s , la deformación unitaria total, $\epsilon_s - \epsilon_c$, es el valor a comparar para el límite de desempeño que define el comienzo del pandeo. Este límite es función de la separación de los estribos de borde y del diámetro de las barras longitudinales.

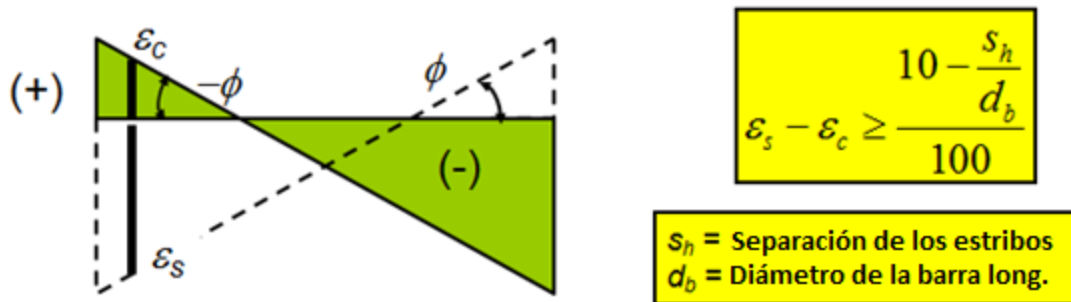


Figura 59.- Diagrama de deformación unitaria - Inicio del pandeo de las barras longitudinales

Los valores para la deformación unitaria total, para un mismo borde, se miden a igual curvatura, tanto para la compresión como para la tracción.

La Figura 60 muestra los valores límites de ε_s - ε_c para distintas combinaciones de separación de estribos y diámetros de la armadura longitudinal, no se consideran separaciones de estribos mayores a 9 veces el diámetro de la barra longitudinal:

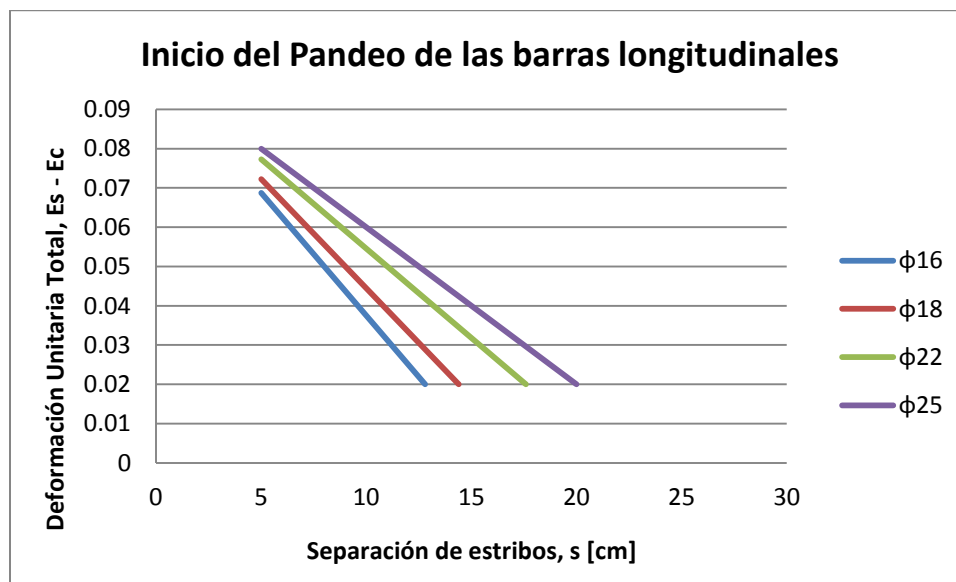


Figura 60.- Estados Límites para el inicio del pandeo de las barras longitudinales

Siv) Fractura del refuerzo longitudinal

Al iniciarse el pandeo de las barras longitudinales de borde, la acción cíclica del sismo produce una rápida degradación de la resistencia de éstas, si no cuentan con estribos de borde adecuadamente distanciados. Posteriormente, se producen micro fisuras que llevan a la fractura de la barra y a la rápida pérdida de la resistencia a flexión del elemento.

La deformación unitaria total que define el estado límite para la fractura de la barra se muestra en la Figura 61:

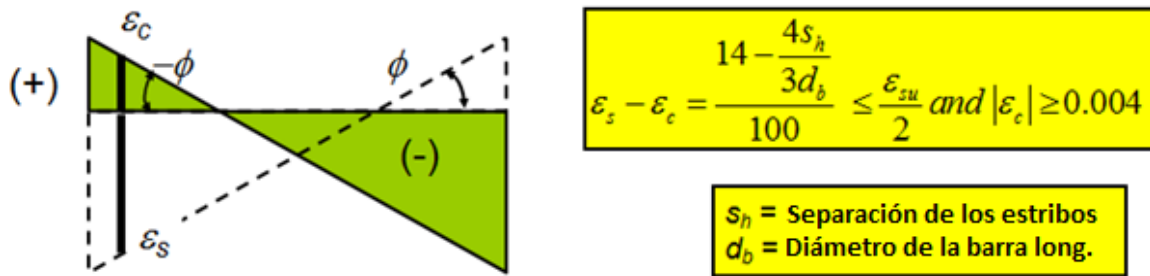


Figura 61.- Diagrama de deformación unitaria para la fractura de las barras longitudinales

La Figura 62 muestra los valores límites de $\varepsilon_s - \varepsilon_c$ para distintas combinaciones de separación de estribos y diámetros de la armadura longitudinal:

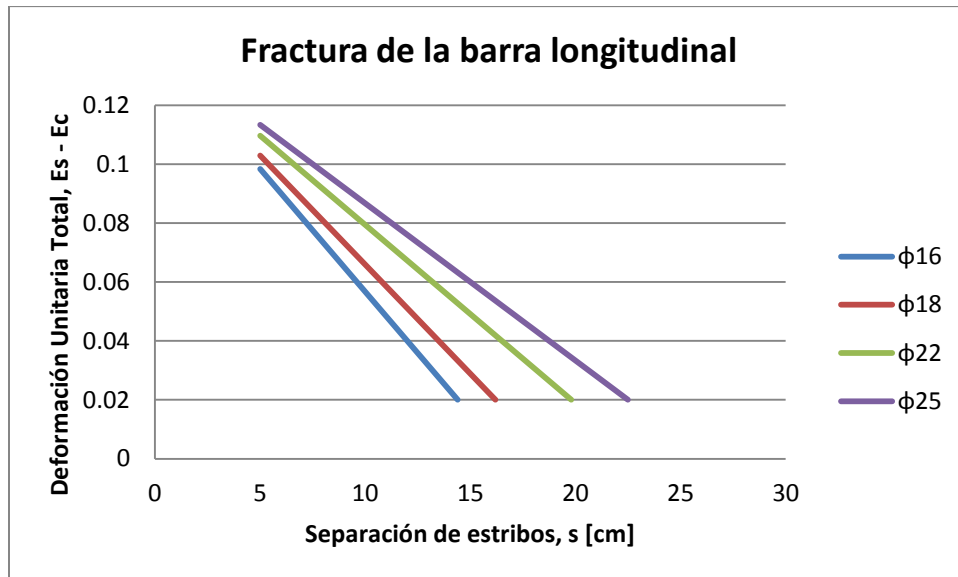


Figura 62.- Estados Límites para la fractura de las barras longitudinales

Las Figura 63 y Figura 64 muestran el comportamiento de barras sometidas a cargas cíclicas con una relación Sh/db de 6 y 9 respectivamente, donde se aprecia la pérdida de resistencia producto del pandeo de la barra (J. Restrepo, 2009).

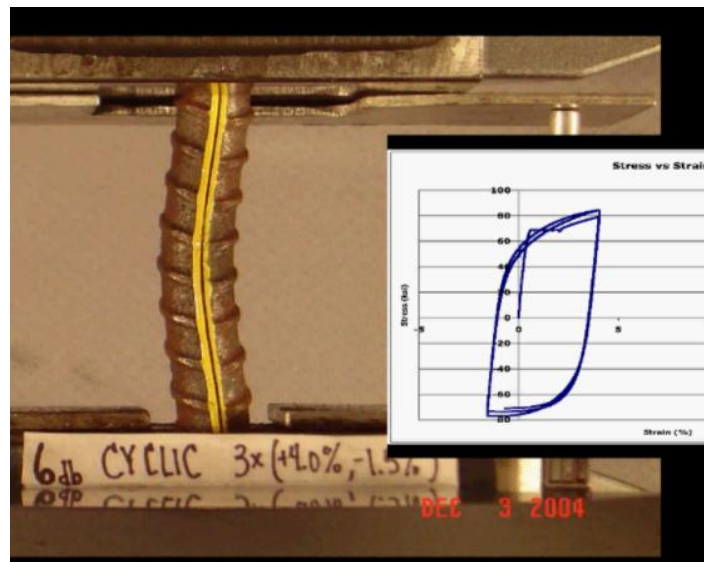


Figura 63.- Barra sometida a carga cíclica con relación $Sh/db=6$

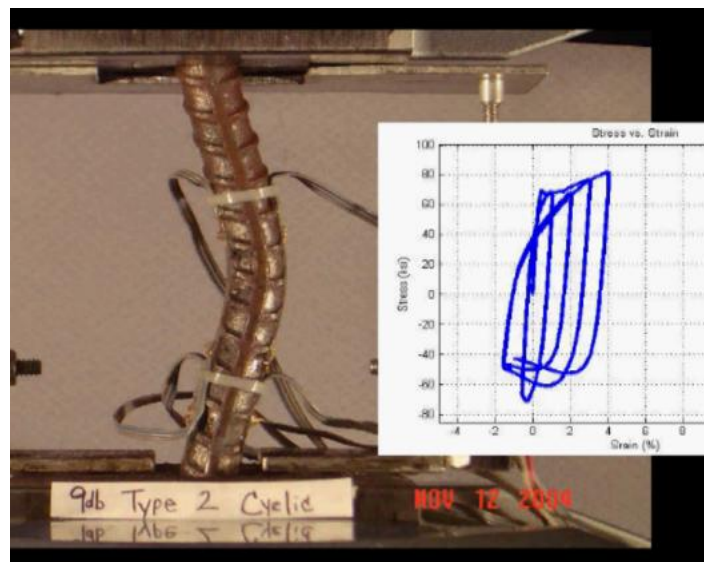


Figura 64.- Barra sometida a carga cíclica con relación $Sh/db=9$

3.6.5 Capacidad de desplazamiento de techo y Diagramas Momento - Curvatura de la sección crítica

3.6.5.1 Disposición de armadura

Se hizo un análisis seccional con las propiedades de los materiales descritas en la Sección 3.1 y las armaduras según los planos de construcción del edificio.

En la Figura 65 se muestra la planta del muro del eje 4, que tuvo daños en la intersección con el eje C'. En la Figura 66, se muestra la elevación del eje 4, con detalles de la armadura en los bordes. En la Figura 67, se muestran los detalles 2b y 8 de la armadura en los bordes y en la intersección del eje 4 con el eje F:

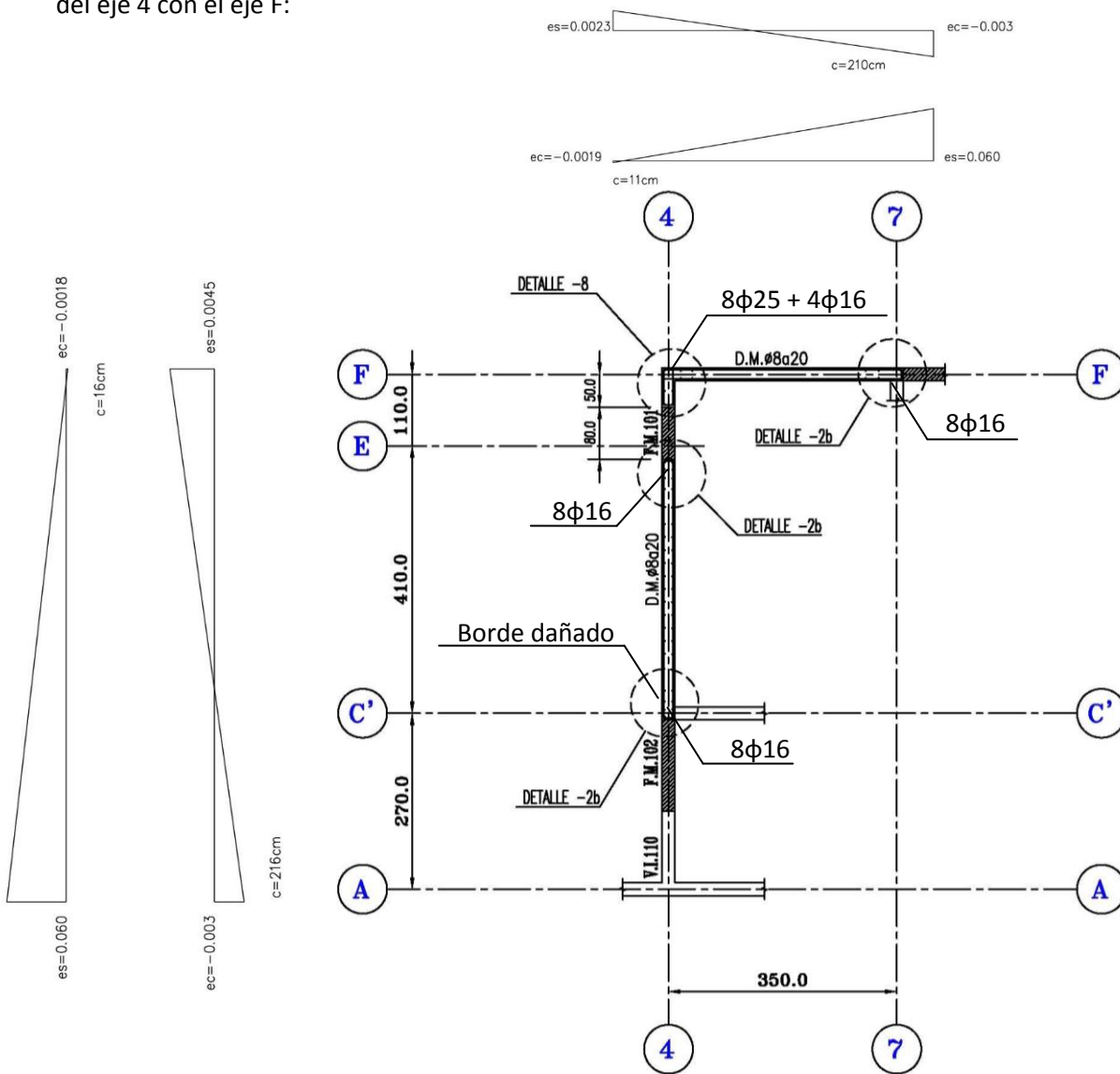


Figura 65.- Planta Estructural Muro Eje 4

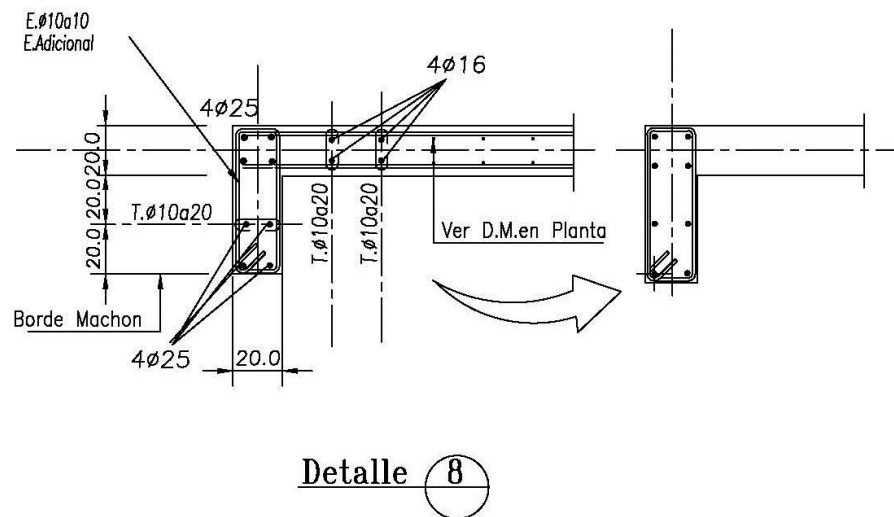
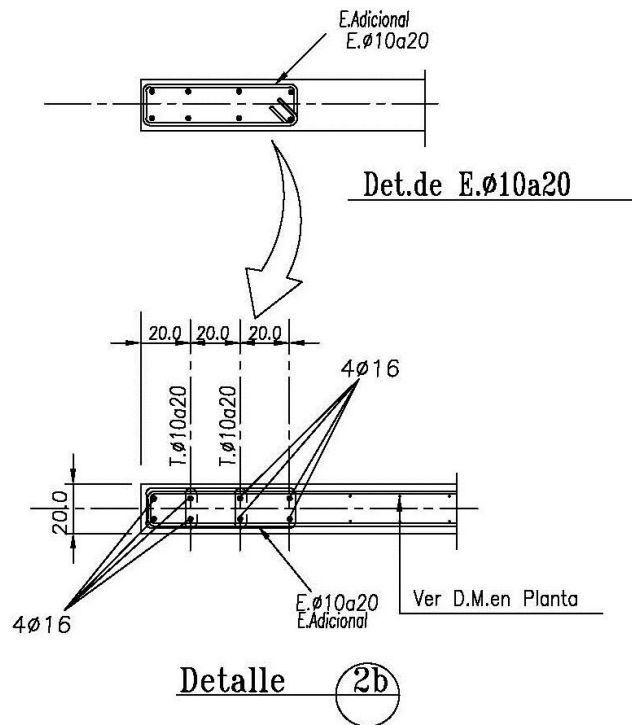


Figura 67.- Detalles de Borde

De acuerdo a lo visto en la Figura 45 de la sección 3.6.1.2, esta armadura transversal de borde no produce un confinamiento efectivo en el núcleo de hormigón comprimido.

En la Figura 68 se muestra la planta del muro del eje 7, que tuvo daños en la intersección con el eje C'. En la Figura 69, se muestra la elevación del eje 7, con detalles de la armadura en el borde:

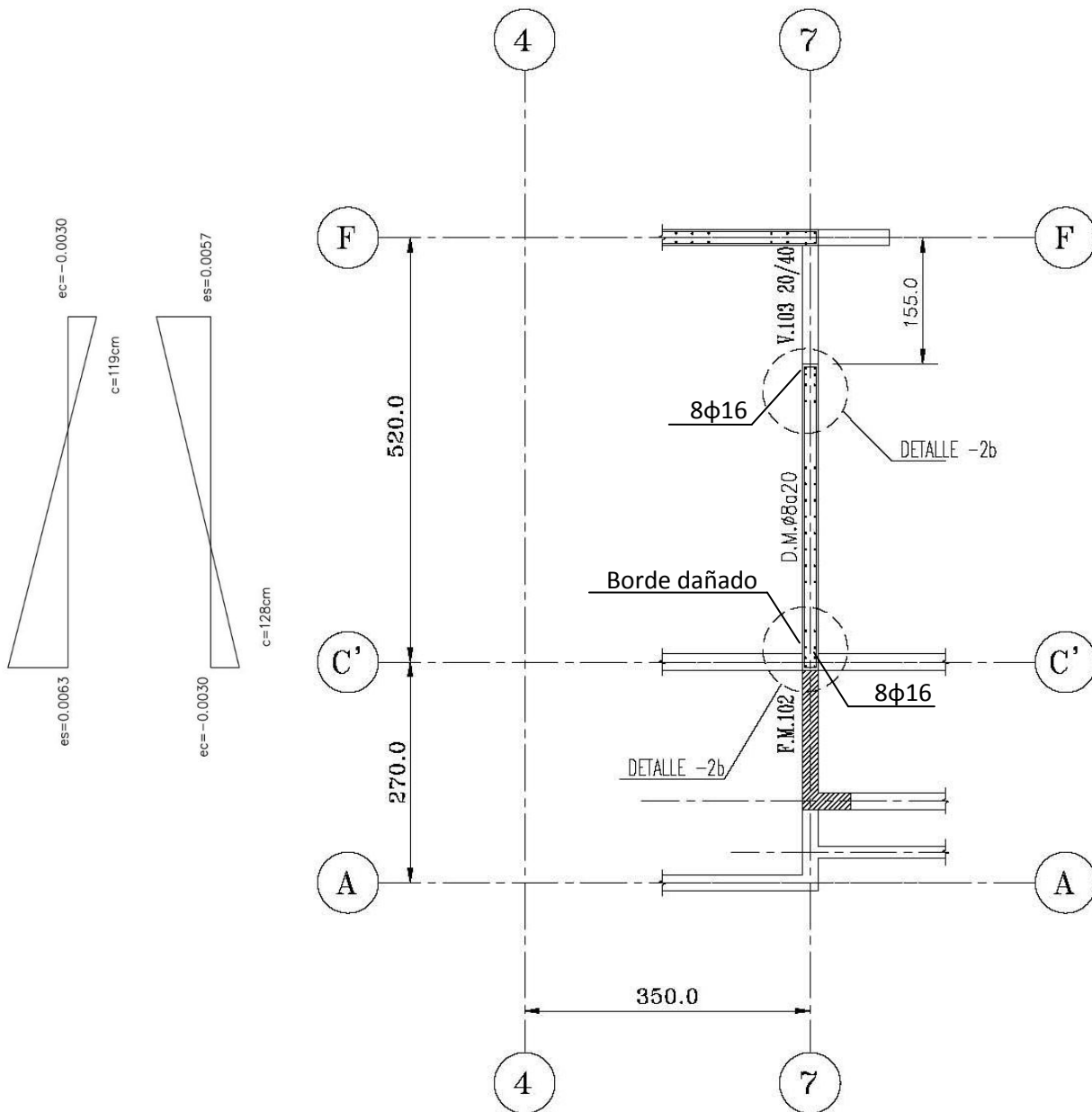


Figura 68.- Planta Estructural Muro Eje 7

3.6.5.2 Ecuación constitutiva del hormigón

Con la disposición de armadura de la Figura 65 a Figura 69 y usando las ecuaciones constitutivas de la Sección 3.6.1, se obtuvo la curva constitutiva del hormigón:

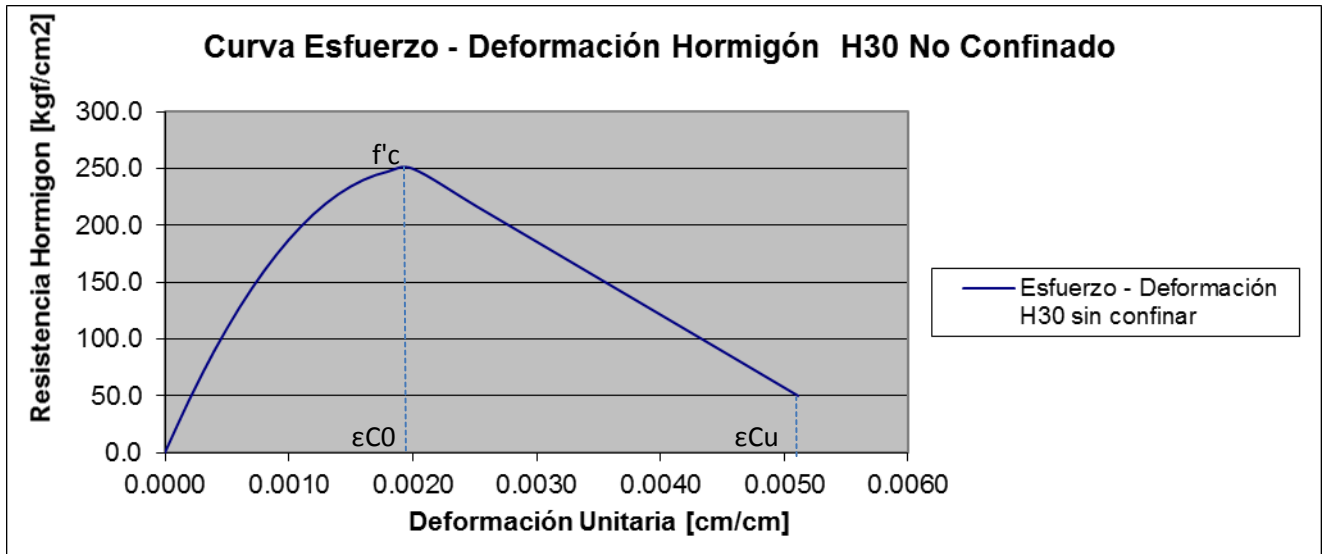


Figura 70.- Ley Constitutiva del Hormigón H30 sin confinar

Sin embargo, el acortamiento unitario último del hormigón que se usó en este documento es de 0.004.

3.6.5.3 Verificación de la capacidad de desplazamiento de techo

El cálculo del desplazamiento que predice la fluencia en la sección crítica consiste en obtener la razón entre el momento nominal de una sección y el momento solicitante, es decir, la sobrerresistencia, Ω :

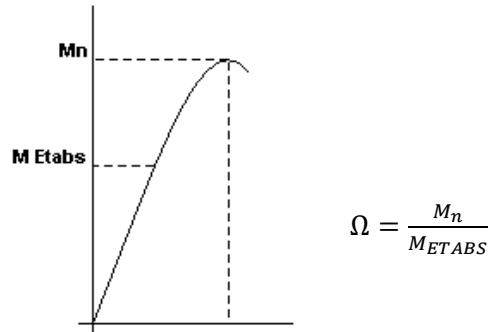


Figura 71.- Razón Momento Nominal y Momento del modelo

Se incorporó el efecto del agrietamiento de la estructura en el modelo, reduciendo el módulo de elasticidad del hormigón. Con esto, aumentaron los períodos fundamentales y los desplazamientos de la estructura. Se redujo la rigidez de los elementos a un 45%, para obtener valores de los períodos fundamentales cercanos a 1.5 veces los períodos no agrietados:

$$\text{Tagx: } 0.817 \text{ [s]} \quad (\text{Modo 2})$$

$$\text{Tagy: } 0.860 \text{ [s]} \quad (\text{Modo 1})$$

Para el muro del eje 4 se tiene un desplazamiento a nivel de techo de la estructura agrietada, δ_{ag} , de 2.6 [cm]. Se multiplica este desplazamiento por el factor Ω para obtener la capacidad de desplazamiento a nivel de techo del muro.

De acuerdo a la armadura dispuesta, el momento nominal de la sección es de 3200 [T-m], mientras que el momento solicitante para una combinación del peso propio de la estructura más un 25% de sobrecarga más el sismo es de 1177 [T-m], luego, el factor Ω es igual a 2.7.

La capacidad de deformación viene dada por la relación:

$$\delta r = \delta ag * \Omega$$

$$\delta r = 7.1 \text{ cm}$$

Luego, el desplazamiento de techo que produce la falla a nivel de la sección crítica es de 7.1 [cm].

Análogamente, para el muro del eje 7, se tiene un desplazamiento de techo de 2.6 [cm], un momento nominal de 800 [T-m] y un momento solicitante de 280 [T-m].

Luego Ω es igual a 2.9 y el desplazamiento de techo que produce la falla es de 7.4 [cm].

De acuerdo a la Sección 3.6.3, el desplazamiento de techo según el D.S. 61 es de 11.50 [cm], mayor a la capacidad de ambos muros.

3.6.5.4 Diagramas Momento – Curvatura

Para la carga axial sobre el muro del eje 4, se consideró la carga probable al momento del sismo como el peso propio más un 25% de la sobrecarga más el sismo, en cada sentido de análisis. El esfuerzo P_u actuando sobre el muro es de 736.03 [T] para la dirección X y 654.51 [T] para la dirección Y. Para la dirección en 45°, según la Figura 72, se consideró la mayor de ambas cargas.

Se estimó la deformación a nivel de techo que produce la falla en la sección crítica, δ , y se obtuvo la curvatura asociada.

La capacidad de deformación se verificó para tres direcciones de análisis. Se obtuvieron los diagramas de momento – curvatura para dos direcciones perpendiculares entre sí determinadas por los ejes de las alas y otras dos a 45°, según se muestra en la Figura 72:

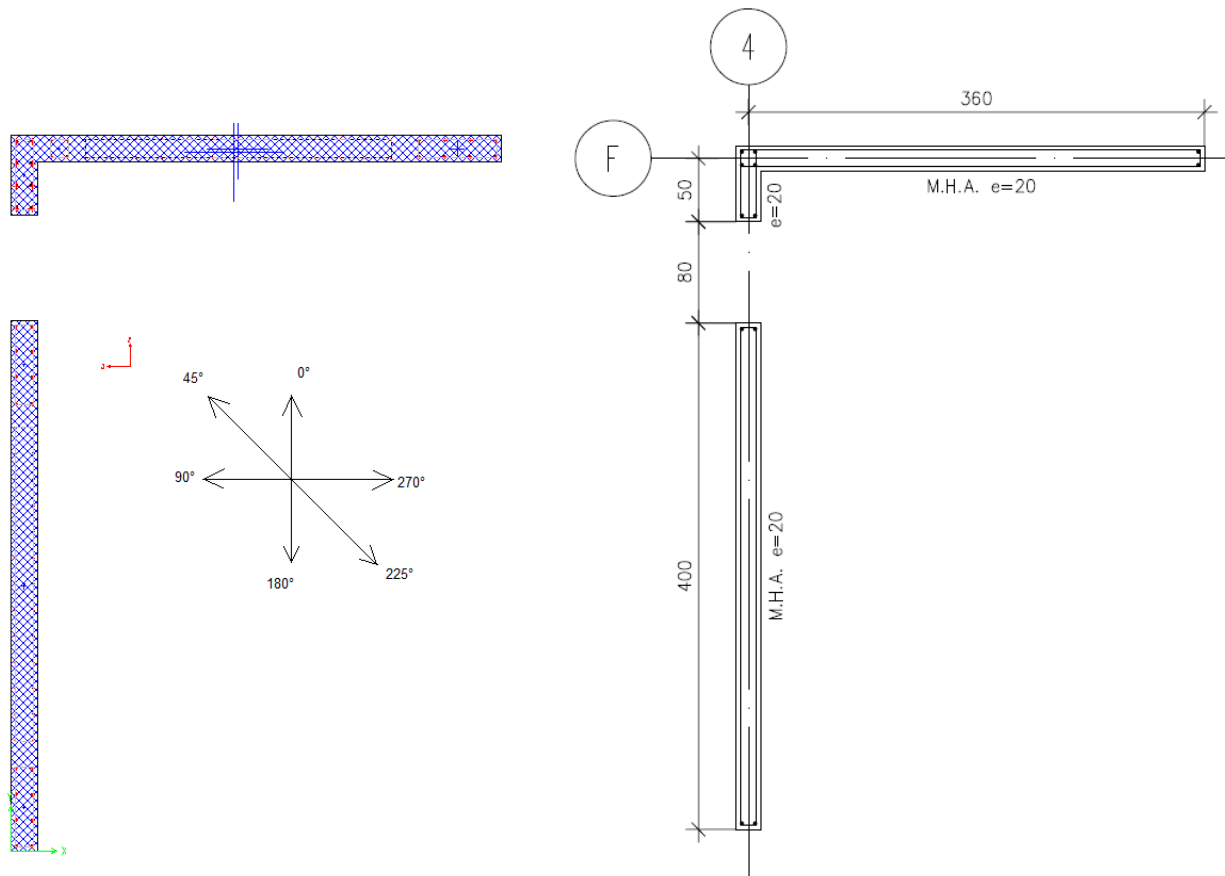


Figura 72.- Direcciones de análisis y dimensiones – Muro Eje 4

Los diagramas de momento – curvatura para las direcciones antes señaladas se presentan en las Figura 73 a Figura 75:

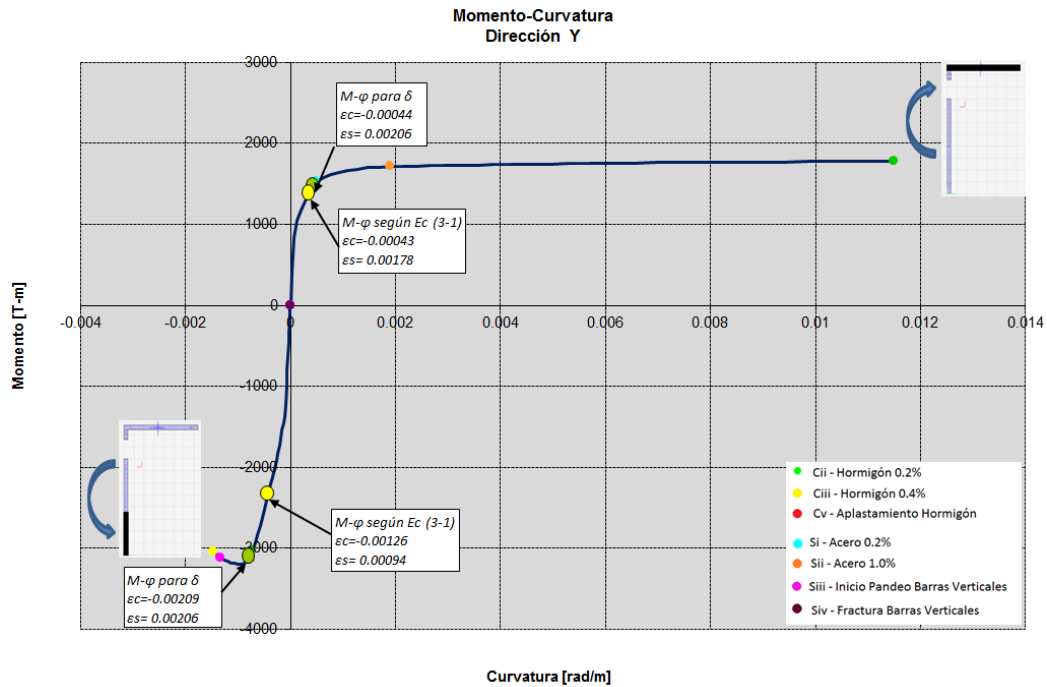


Figura 73.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 0° - 180°

La Figura 73 muestra el diagrama momento – curvatura para la dirección Y de la sección. Para el sentido en 0°, la sección tiene una gran capacidad de deformación, mientras que en el sentido 180° se aprecia un comportamiento frágil.

La Tabla 14 resume los valores momento – curvatura para la deformación de fluencia y los valores asociados a un desplazamiento de techo según la norma, usando la Ec (3-1):

	0°		180°	
	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]
δ	1506.49	4.67E-04	3115.26	7.73E-04
Ec (3-1)	1445.47	4.11E-04	2309.30	4.11E-04

Tabla 14.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la Ec (3-1) en dirección 0° - 180°

La Tabla 15 resume los valores para los límites de desempeño de la sección en la dirección Y:

	0°		180°	
	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]
Cii	0.01150	1777.59	0.00072	3035.21
Ciii	-	-	0.00147	3042.11
Cv	-	-	-	-
Si	0.00049	1532.77	0.00078	3122.26
Sii	0.00190	1713.76	-	-
Siii	-	-	0.00133	3119.35
Siv	-	-	-	-

Tabla 15.- Límites de desempeño en la dirección 0° - 180°

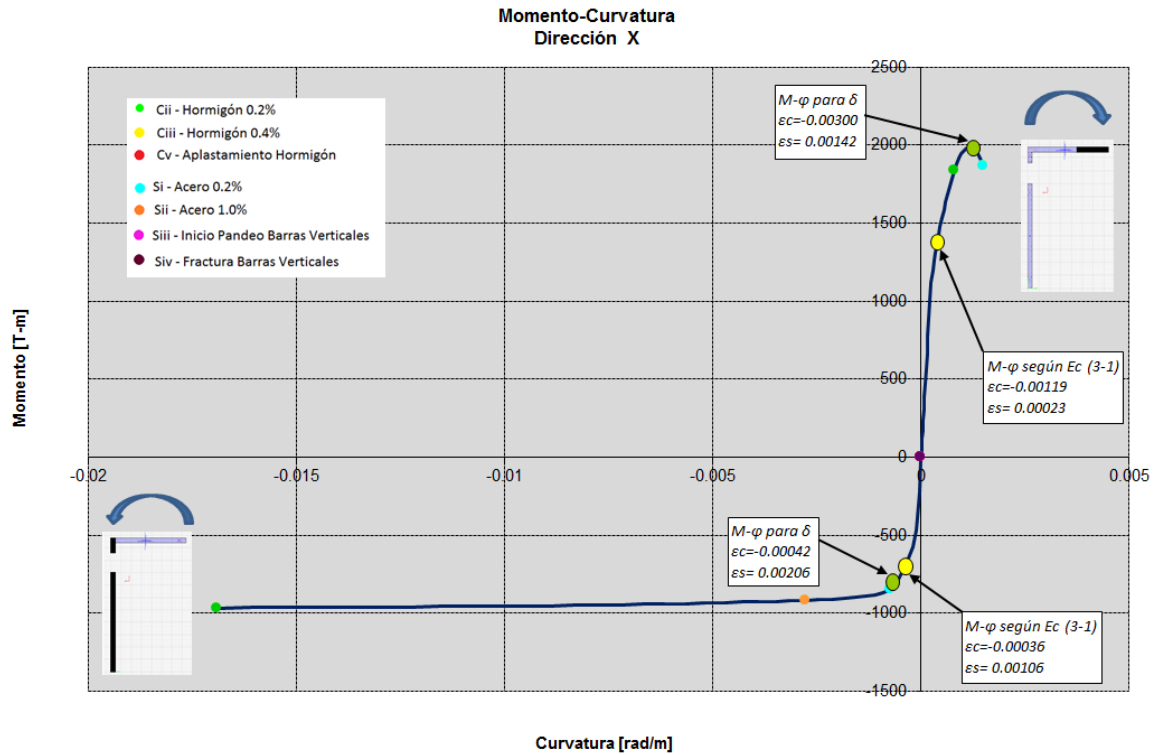


Figura 74.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 90° - 270°

La Figura 74 muestra el diagrama momento – curvatura para la dirección X de la sección. En el sentido 270°, se tiene una gran capacidad de deformación, mientras que en el sentido 90°, la sección falla al alcanzar la fluencia. Sin embargo, en el muro no se aprecian daños en el borde de muro comprimido.

La Tabla 16 resume los valores momento – curvatura para la deformación de fluencia y los valores asociados a un desplazamiento de techo según la norma, usando la Ec (3-1):

	90°		270°	
	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]
δ	828.70	6.77E-04	1980.80	1.20E-03
Ec (3-1)	696.97	3.87E-04	1377.88	3.87E-04

Tabla 16.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la Ec (3-1) en dirección 90° - 270°

La Tabla 17 resume los valores para los límites de desempeño de la sección en la dirección X:

	90°		270°	
	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]
Cii	0.01690	966.66	0.00080	1838.54
Ciii	-	-	0.00150	1867.34
Cv	-	-	-	-
Si	0.00073	847.29	-	-
Sii	0.00279	916.43	-	-
Siii	-	-	0.00150	1867.34
Siv	-	-	-	-

Tabla 17.- Límites de desempeño en la dirección 90° - 270°

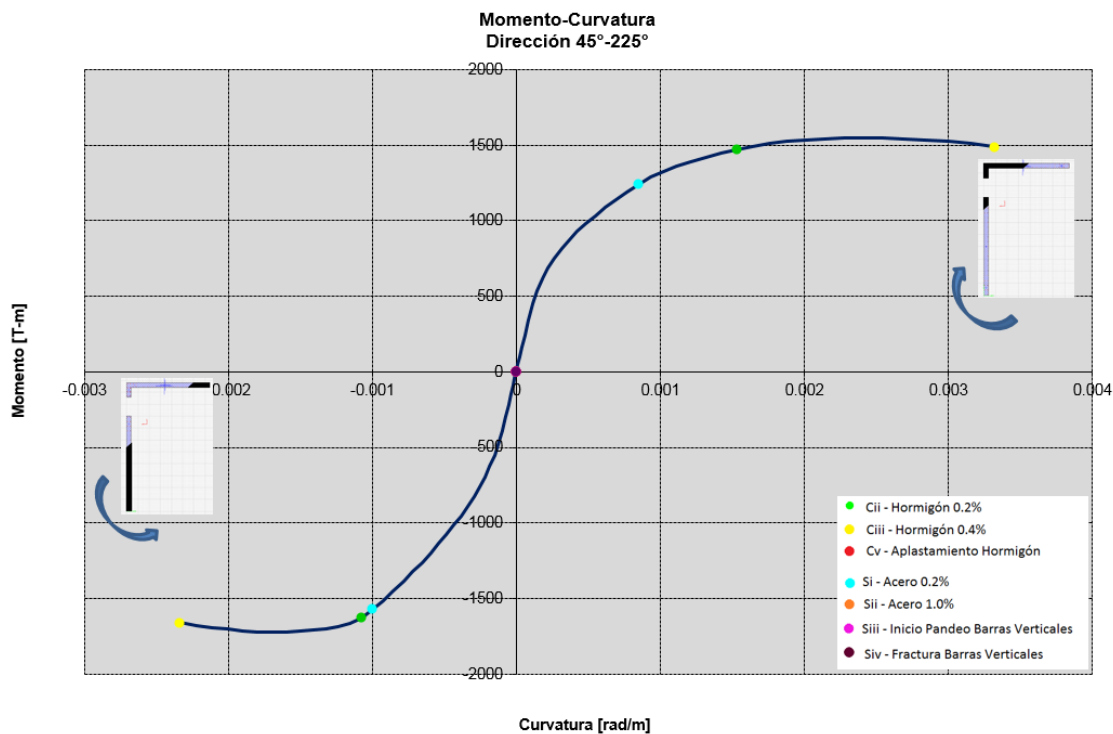


Figura 75.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 45° - 225°

La Figura 75 muestra el diagrama momento curvatura para la dirección 45°-225°, se puede apreciar un comportamiento más dúctil que el visto en las direcciones anteriores.

La Tabla 18 resume los valores para los límites de desempeño de la sección en la dirección 45° - 225°:

	45°		225°	
	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]
Cii	0.00153	1469.96	0.00108	1626.19
Ciii	0.00332	1492.13	0.00234	1659.02
Cv	-	-	-	-
Si	0.00085	1242.18	0.00100	1573.76
Sii	-	-	-	-
Siii	-	-	-	-
Siv	-	-	-	-

Tabla 18.- Límites de desempeño en la dirección 45° - 225°

Se consideró para la carga axial sobre el muro del eje 7 la más desfavorable de las combinaciones de carga. El esfuerzo P_u actuando sobre el muro es de 388.6 [T] para la dirección Y. No se considera el muro trabajando fuera de su plano.

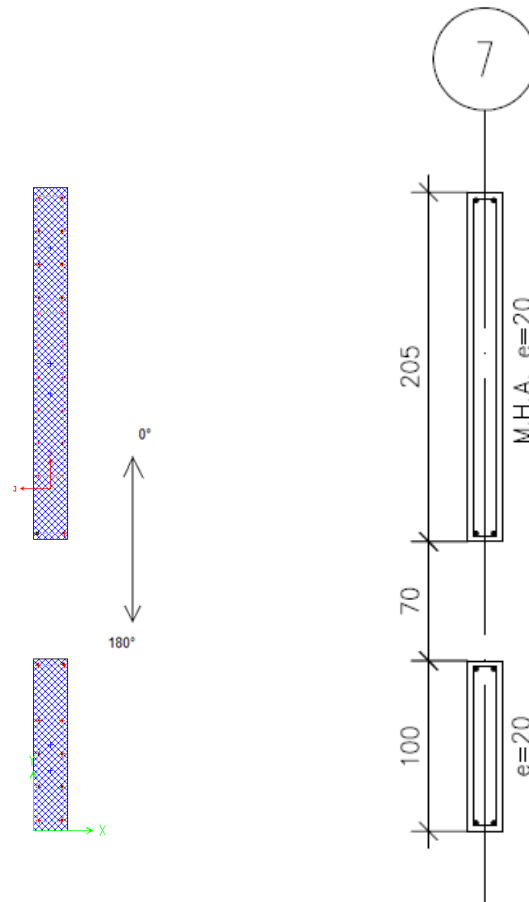


Figura 76.- Direcciones de análisis y dimensiones – Muro Eje 7

En la Figura 69, se puede ver que a nivel de losa cielo del subterráneo, existe un vano de los estanques de agua cerca del borde del muro, esto produce concentraciones de esfuerzos en esta zona. Se analizó el comportamiento del muro considerando la sección a nivel de estos vanos.

La Figura 77 muestra el diagrama momento – curvatura para el muro del eje 7 en la dirección Y de análisis:

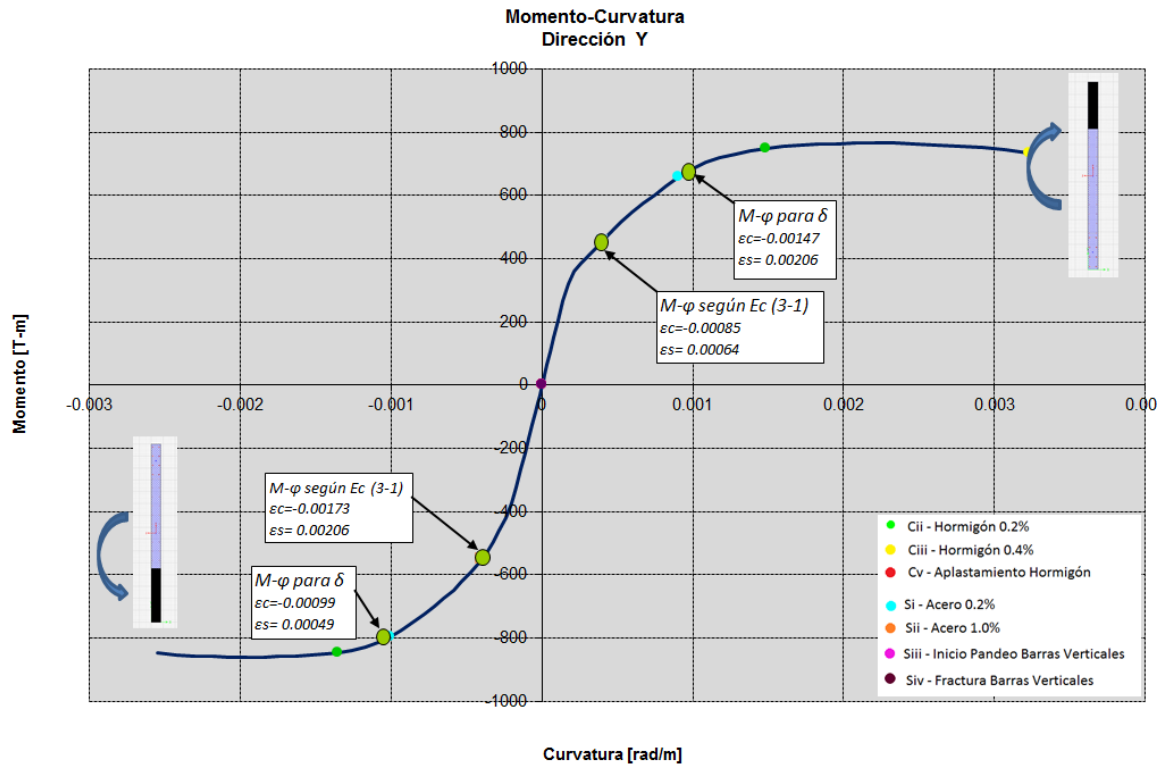


Figura 77.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 0° - 180°

La Figura 77 muestra el diagrama momento – curvatura para la dirección Y de la sección.

La Tabla 19 los valores momento – curvatura para la deformación de fluencia y los valores asociados a un desplazamiento de techo según la norma, usando la Ec (3-1):

	0°		180°	
	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]
δ	673.27	9.55E-04	800.65	1.03E-03
Ec (3-1)	457.17	4.02E-04	549.73	4.02E-04

Tabla 19.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la Ec (3-1) en dirección 0° - 180°

La Tabla 20 resume los valores para los límites de desempeño de la sección en la dirección Y:

	0°		180°	
	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]
Cii	0.00149	747.87	0.00135	844.75
Ciii	0.00323	734.86	0.00270	830.50
Cv	-	-	-	-
Si	0.00091	659.30	0.00101	796.21
Sii	-	-	-	-
Siii	-	-	-	-
Siv	-	-	-	-

Tabla 20.- Límites de desempeño en la dirección 0° - 180°

3.6.6 Verificación del acortamiento unitario del hormigón

De acuerdo al decreto D.S.60, Sección 21.9.6.2, se debe confinar la sección cuando el acortamiento unitario del hormigón supera el 0.003. La Ecuación 2 entrega la profundidad del eje neutro crítico sobre la cual se debe confinar:

$$c \geq \frac{l_w}{600 * (\delta'_u / h_w')} \quad \text{Ec (3-3)}$$

De acuerdo a la Ecuación 2, los límites para el eje neutro para el muro del eje 4 son:

$$C_{limX}=1.76 \text{ [m]}$$

$$C_{limY}=2.42 \text{ [m]}$$

La Tabla 21 resume los valores de la profundidad del eje neutro y entrega el largo de confinamiento en caso de requerirse:

	Profundidad Eje Neutro [m]	Longitud Conf. [m]
Limite Y	2.42	
c - 0°	0.18	--
c - 180°	3.16	0.74
Limite X	1.76	
c - 90°	0.14	--
c - 270°	2.98	1.22

Tabla 21.- Profundidad del eje neutro

En las direcciones 180° y 270°, la profundidad de la línea neutra es mayor que el límite establecido por el ACI318-08, por lo que bajo la normativa actual, es necesario aumentar el espesor del elemento a 30 [cm] y confinar lo requerido.

La profundidad del eje neutro crítica, dada por la Ecuación 2, para el muro del eje 7 es:

$$C_{limY}=1.70 \text{ [m]}$$

La Tabla 21 resume los valores de la profundidad del eje neutro y entrega el largo de confinamiento en caso de requerirse:

	Profundida Eje Neutro [m]	Longitud Conf. [m]
Limite Y	1.70	
c - 0°	1.52	--
c - 180°	1.52	--

Tabla 22.- Profundidad del eje neutro

Dado que el valor límite del eje neutro es mayor al obtenido del análisis, no se requiere confinar la sección.

4. Diseño según D.S. 60 y 61, para suelo D

En este capítulo se diseñó la estructura de acuerdo al D.S. 60 y D.S. 61 y considerando un suelo tipo D, clasificación de suelo más probable de acuerdo a mecánicas de suelos de edificios cercanos. Se comparó la estructura resultante y la capacidad adicional de deformación con la estructura original.

Los parámetros de entrada para el análisis sísmico se indican en Tabla 23:

Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	D
Categoría Edificio	C
R_o	11
R	7
Acel. Efectiva (A_o/g)	0.4
S	1.20
T_o	0.75
T'	0.85
n	1.80
p	1.0
Coef. Importancia, I	1

Tabla 23.- Parámetros para el análisis sísmico según D.S. 61

En el Anexo B, se muestran los resultados del análisis modal espectral.

La Tabla 24 resume los resultados del análisis sísmico y el control de corte:

Peso Sísmico	5630.54 [T]
T_x	0.747
T_y	0.621
Q_{min}	450.44 [T]
Q_{max}	945.93 [T]
Q_{elasticoX}	4173.52 [T]
Q_{elasticoY}	4572.82 [T]
R^{*x}	6.23
R^{*y}	5.72
Q_{redX}	670.38 [T]
Q_{redY}	799.10 [T]
R^{**x}	6.23
R^{**y}	5.72

Tabla 24.- Resumen análisis sísmico del edificio en estudio

De acuerdo al análisis sísmico, para ambas direcciones del sismo controla el corte basal reducido, con 670.38 [T] para el sismo en sentido X y 799.10 [T] para el sismo en sentido Y, correspondiente a un 16.8% del peso sísmico.

4.1 Combinaciones de Carga y espectro de diseño

Se diseñó la estructura con las combinaciones de carga de acuerdo a la norma NCh3171 Of. 2010 para el decreto D.S. 61.

Los factores de combinación de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia, según NCh3171 Of. 2010:

- C1: $1.2 D + 1.6 L$
- C2: $1.2 D + 1.0 L \pm 1.4 S_x$
- C3: $1.2 D + 1.0 L \pm 1.4 S_y$
- C4: $0.9 D \pm 1.4 S_x$
- C5: $0.9 D \pm 1.4 S_y$

Donde:

- D: Cargas por peso propio de la estructura
- L: Sobrecargas de uso de acuerdo a la norma NCh 1537.Of2009
- S_x: Carga de sismo reducida en la dirección X
- S_y: Carga de sismo reducida en la dirección Y

La Figura 78 muestra el espectro de aceleraciones para una zona sísmica 3 y suelo tipo D. Se muestran también los períodos fundamentales de la estructura dentro del espectro.

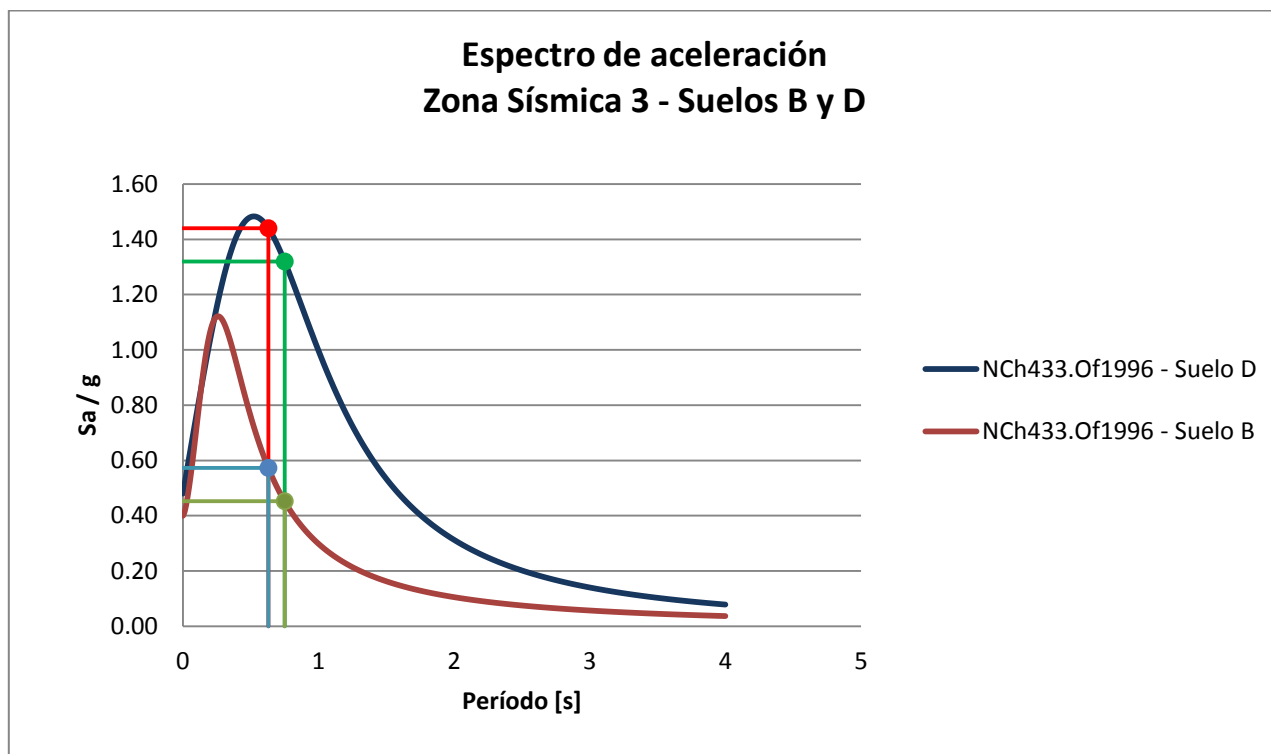


Figura 78.- Espectros de Diseño y corte elástico asociado al período de la estructura.

La Tabla 25 muestra los valores de Sa/g para suelos tipo B y D para cada dirección de análisis:

	Sa/g	
	Suelo B	Suelo D
Dirección X	0.452	1.320
Dirección Y	0.573	1.441

Tabla 25.- Sa/g para suelos B y D para cada dirección de análisis

Con los períodos obtenidos, el desplazamiento de techo requerido, de acuerdo al D.S. 61 es:

Dirección	Desplazamiento de Techo [cm]	Desplazamiento Relativo de Techo [%]
Despl. X	35.63	1.08
Despl. Y	25.96	0.79

Tabla 26.- Demanda de desplazamiento de techo

4.2 Pre dimensionamiento de los elementos de hormigón armado

Se hizo un predimensionamiento a corte, carga axial y confinamiento de los muros del edificio. Como resultado, se aumentaron varios muros por estar subdimensionados a corte, en especial los muros de fachada y de pasillo. Se aumentó el espesor de los muros de los ejes 4, 7, 10, 11 y 13 para cumplir con las disposiciones del D.S. 61, Art. 21.9.5.3 respecto al límite de carga axial igual a $0.35 f'c$.

Además se eliminaron los dinteles en todos los niveles y los acoples de muro a nivel de sala de máquinas. Esto flexibilizó la estructura en ambas direcciones, aumentando los períodos de la estructura.

En las Figura 79 a Figura 83 se presentan los resultados del prediseño del edificio:

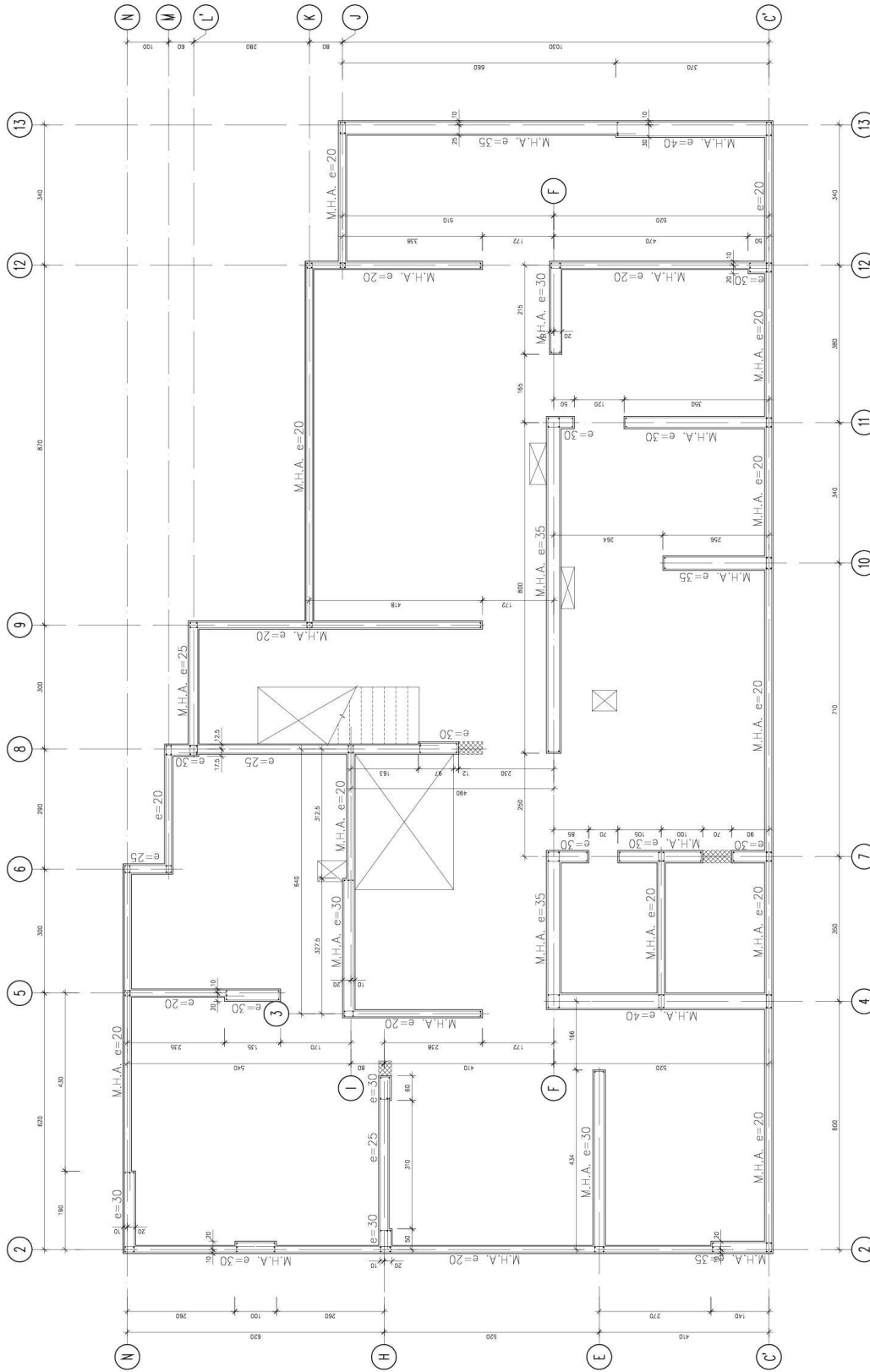


Figura 79.- Planta de estructura cielo subterráneo

PLANTA ESTRUCTURA CIELO SUBTERRANEO

ESC: 1:50
 Nv. SUPERIOR DE LOSAS: \diamond +175.04' S.I.C.

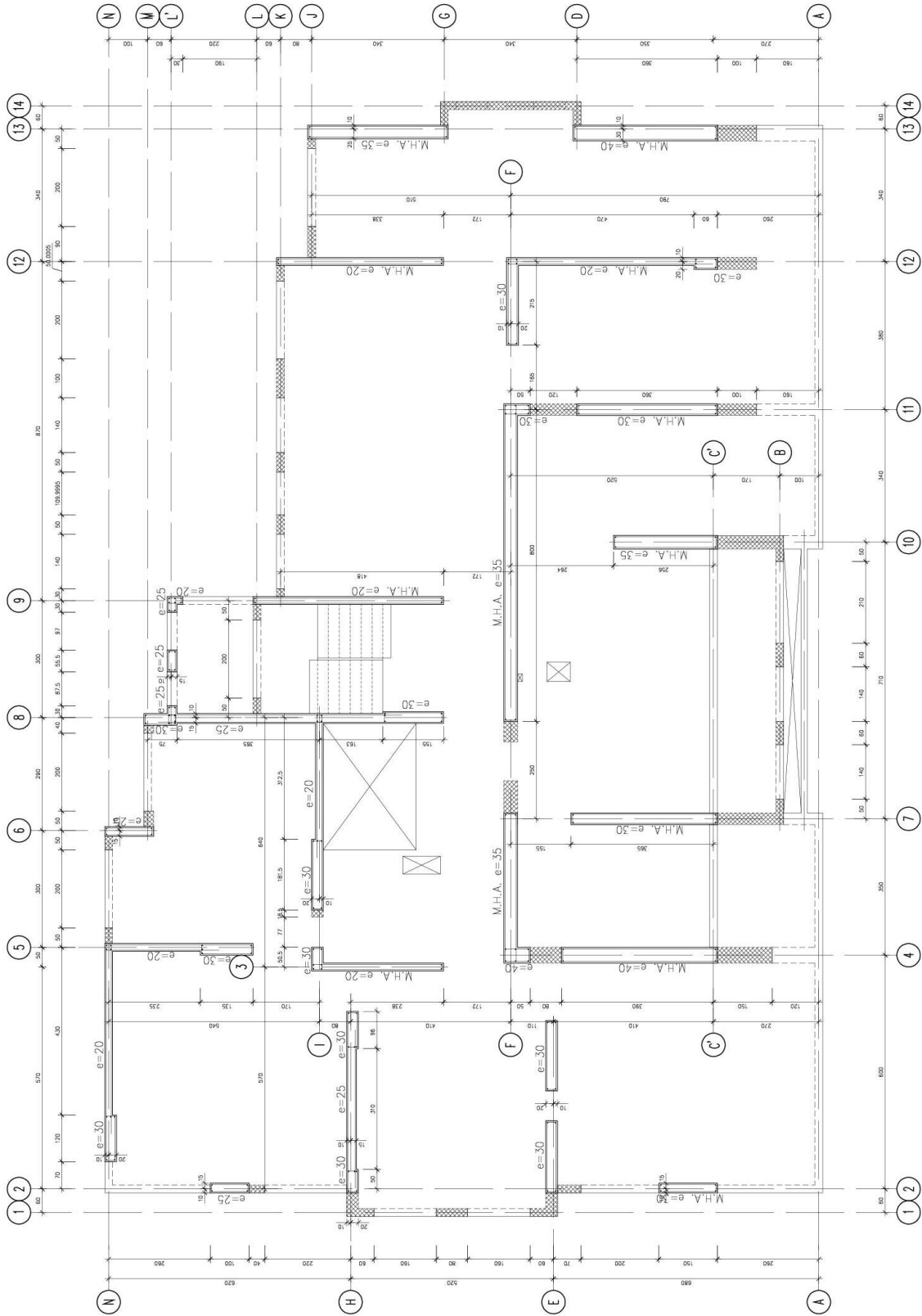


Figura 80.- Planta de estructura cielo 1° piso

PLANTA ESTRUCTURA CIELO 1° PISO

ESC: 1:50

Nº. SUPERIOR DE LOSAS: 1175.04

S.I.C.

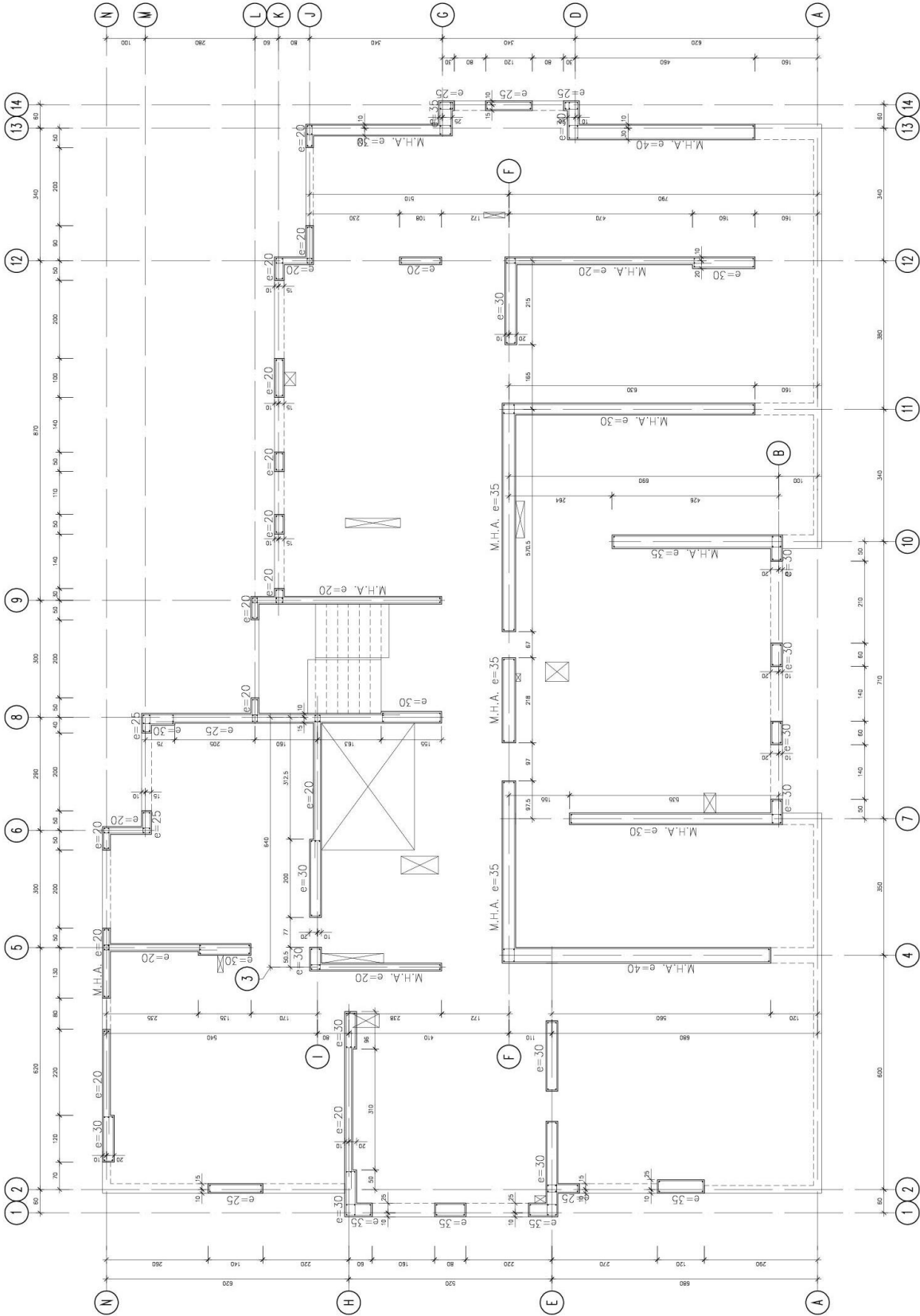


Figura 81.- Planta de estructura cielo 2° piso a 3° piso

PLANTA ESTRUCTURA PISO 2° PISO AL 3° PISO

ESG1150

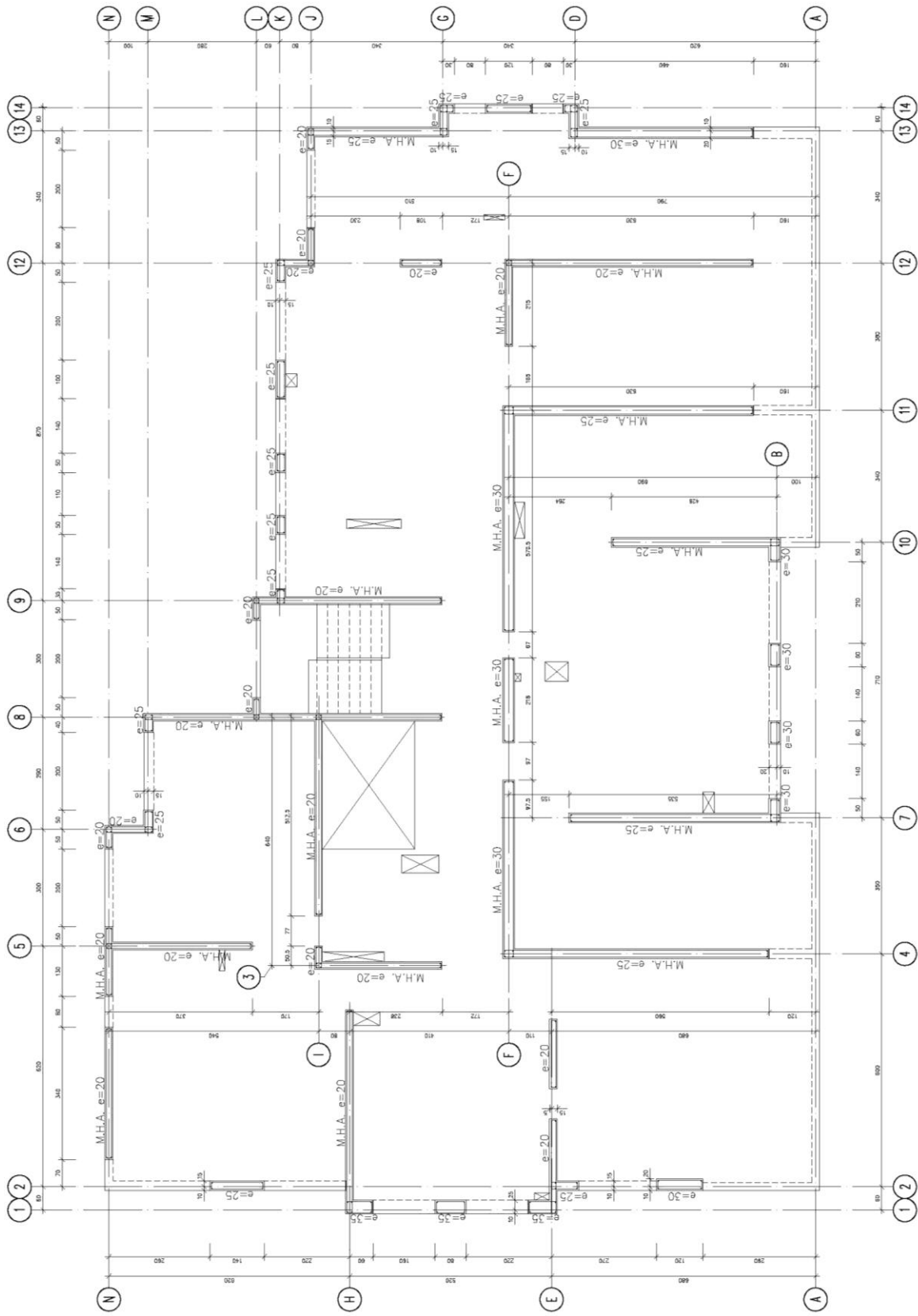


Figura 82.- Planta de estructura cielo 4° piso a 6° piso

PLANTA ESTRUCTURA PISO 4° PISO AL 6° PISO

ENC 1.50

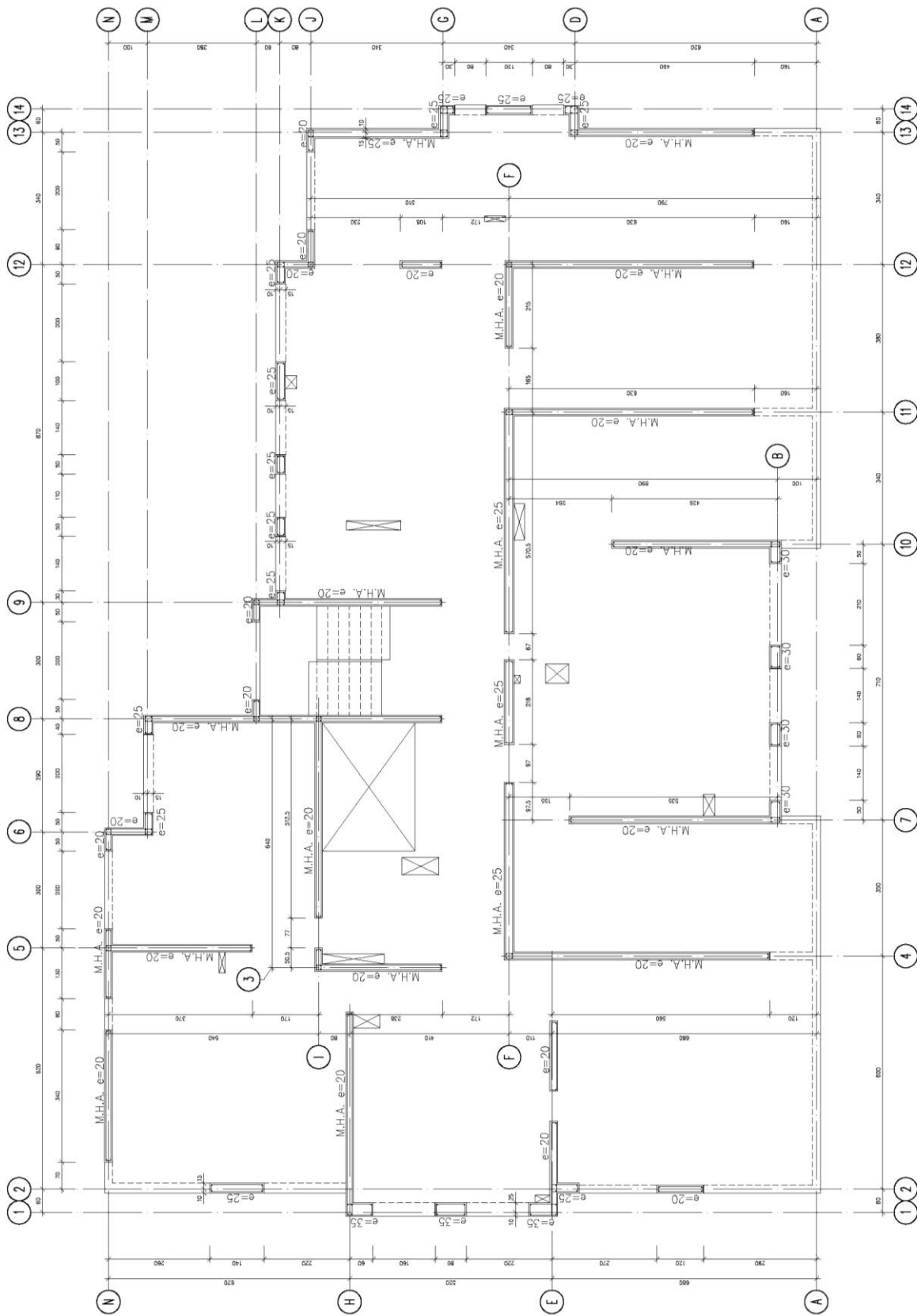


Figura 83.- Planta de estructura cielo piso tipo

PLANTA ESTRUCTURA PISO TIPO

4.3 Diseño de muros y machones según D.S. 61, para suelo D

Se diseñaron a flexocompresión y corte los muros del edificio, verificando para todas las secciones críticas el requerimiento de elementos especiales de borde. Se presenta en detalle el diseño de los elementos que se dañaron en el primer piso y en las fachadas del eje 1 y B del edificio.

4.3.1 Diseño del muro del eje 4 de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009

4.3.1.1 Resultados del diseño a flexocompresión - Muro Eje 4

En las Figura 84 y Figura 85 se muestran los diagramas de interacción para ambos sentidos de análisis.

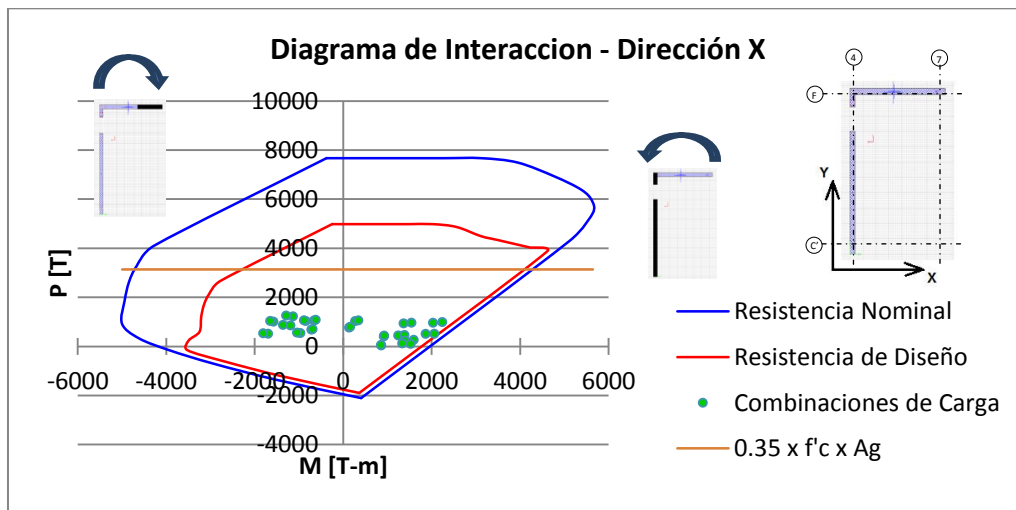


Figura 84.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección X, D.S.60, Suelo D

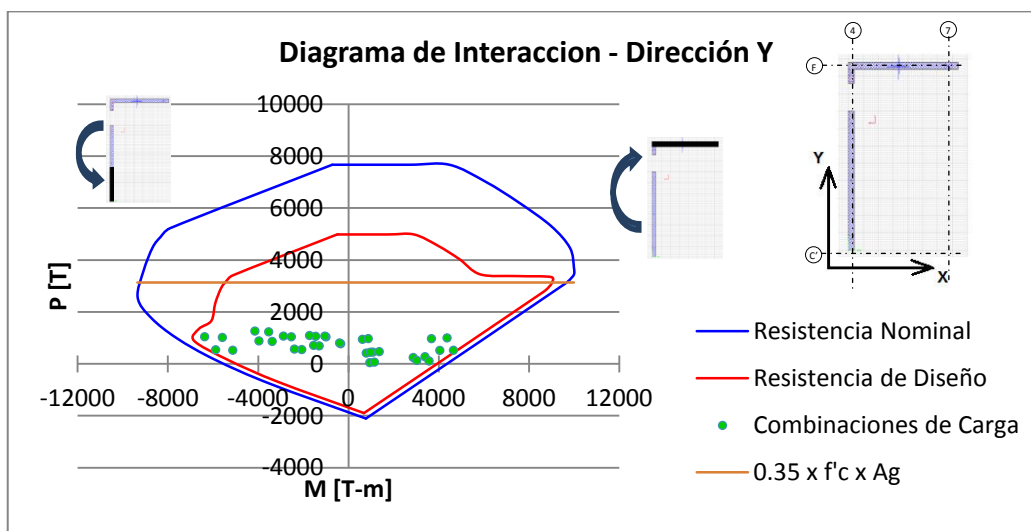


Figura 85.- Diagrama de Interacción Muro Eje 4 – Dirección Y, D.S.60, Suelo D

4.3.1.2 Resultados del diseño a corte – Muro Eje 4

En la Figura 86 muestra el esfuerzo de corte por piso del muro en la dirección Y:

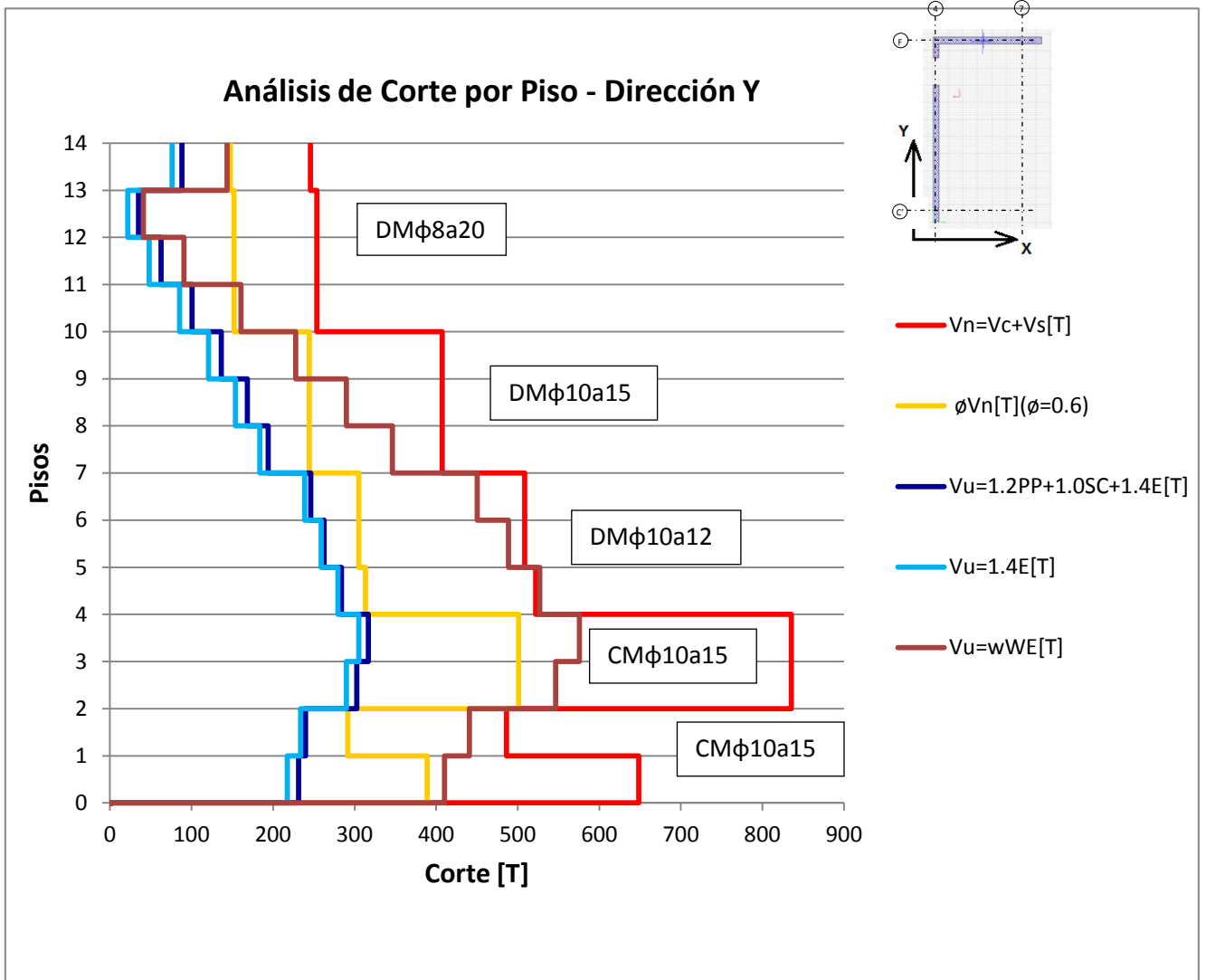


Figura 86.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 4– Dirección Y, D.S.60, Suelo D

4.3.2 Diseño del muro del eje 7 de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009

4.3.2.1 Resultados del diseño a flexocompresión - Muro Eje 7

En las Figura 87 y Figura 88 se muestran los diagramas de interacción para ambos sentidos de análisis.

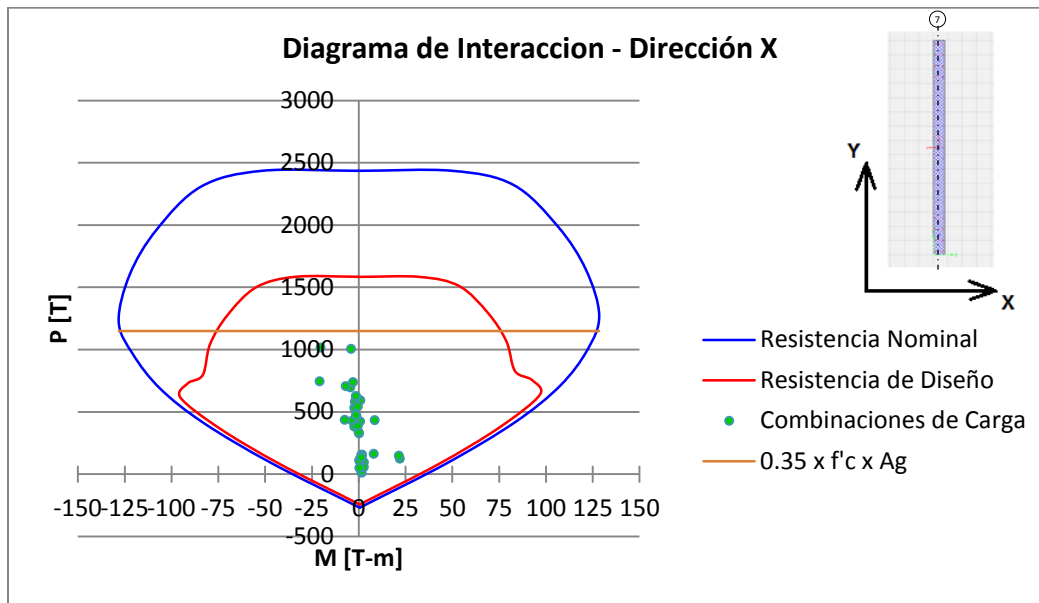


Figura 87.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección X, D.S.60, Suelo D

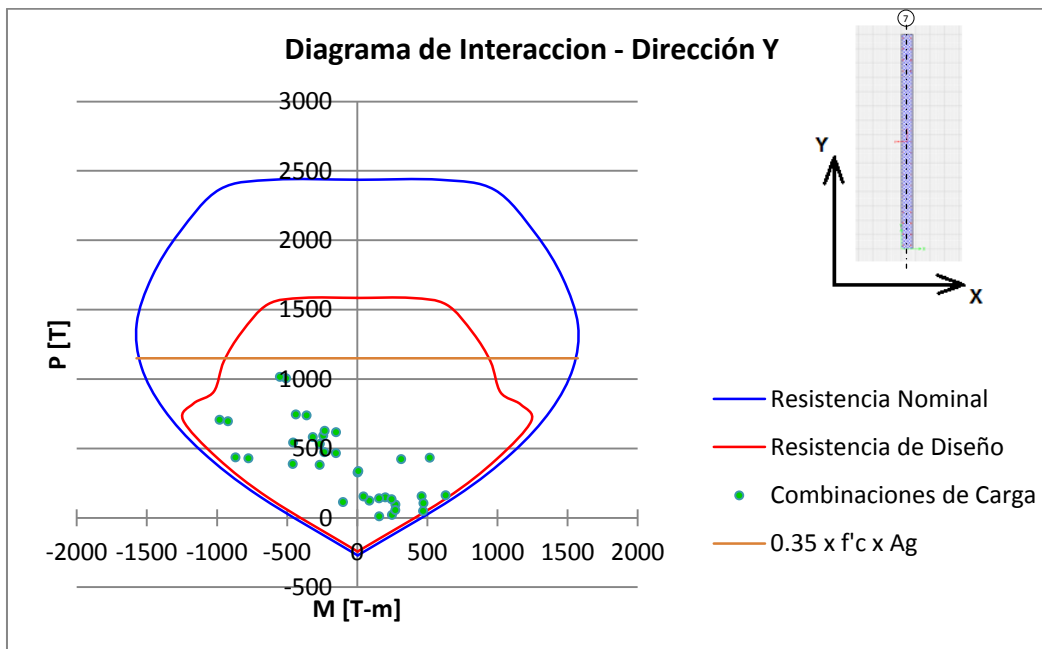


Figura 88.- Diagrama de Interacción Muro Eje 7 – Dirección Y, D.S.60, Suelo D

4.3.2.2 Resultados del diseño a corte – Muro Eje 7

En la Figura 89 se muestra el esfuerzo de corte por piso del muro en la dirección Y:

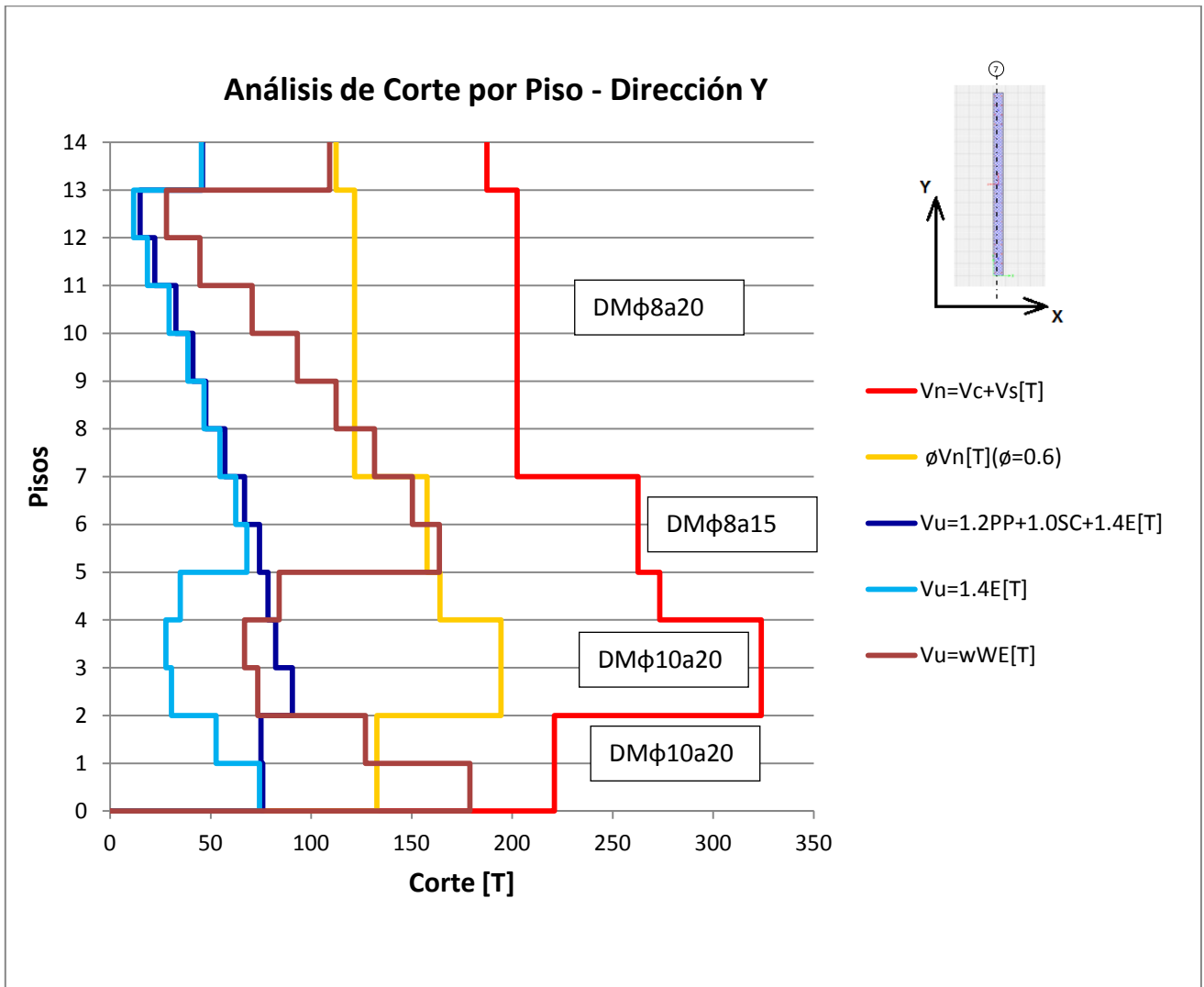


Figura 89.- Esfuerzo de Corte por Piso Muro Eje 7– Dirección Y, D.S.60, Suelo D

En la Figura 90 se muestra la armadura resultante del diseño a flexocompresión de los muros de los ejes 4 y 7:

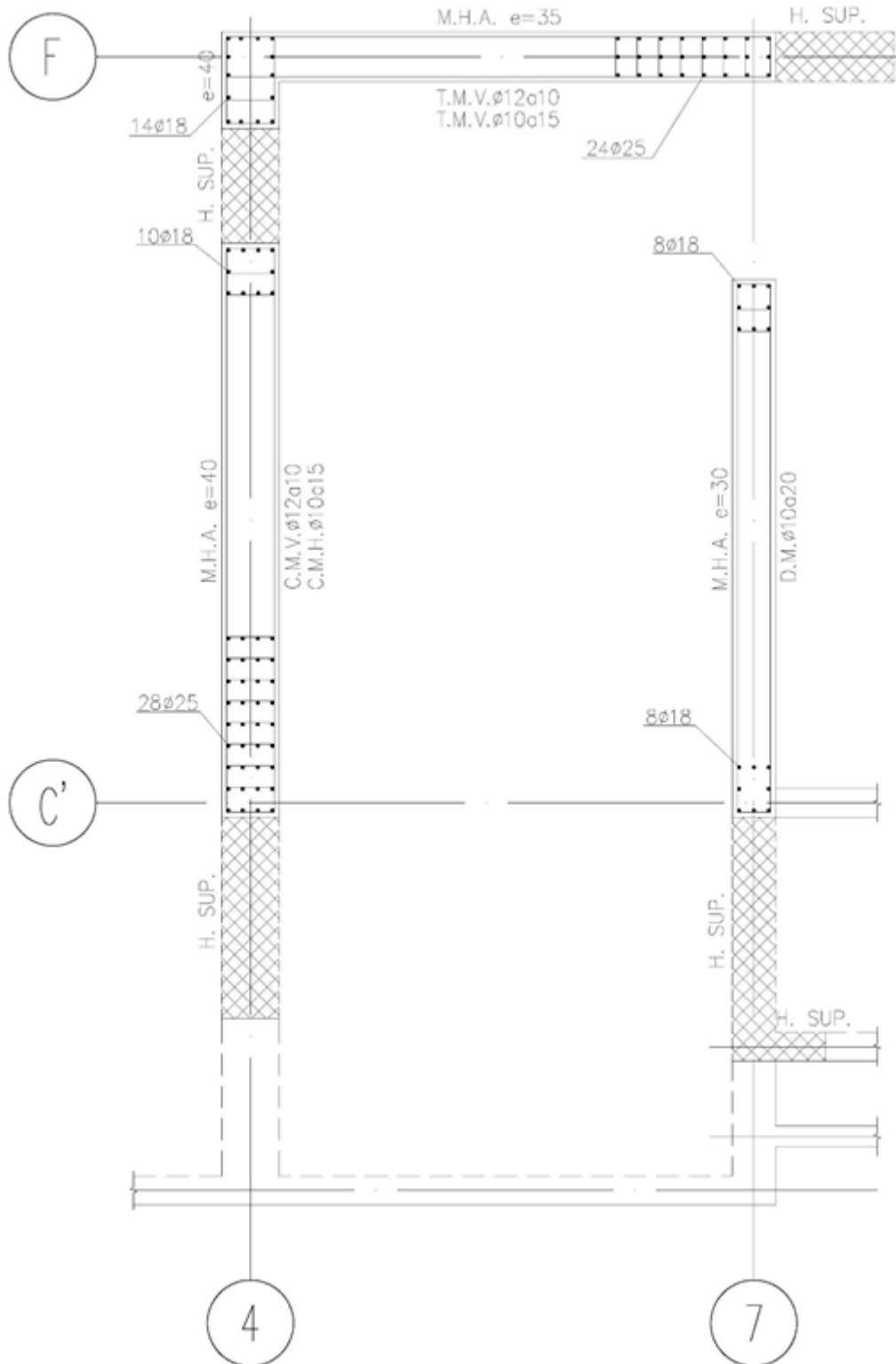


Figura 90.- Resultado del diseño a flexocompresión – Muros Eje 4 y 7

4.3.3 Diseño de los machones del Eje 1 de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009

Se diseñaron a corte de los machones de la fachada del eje 1. La Figura 35 muestra la asignación de Pier de los elementos:

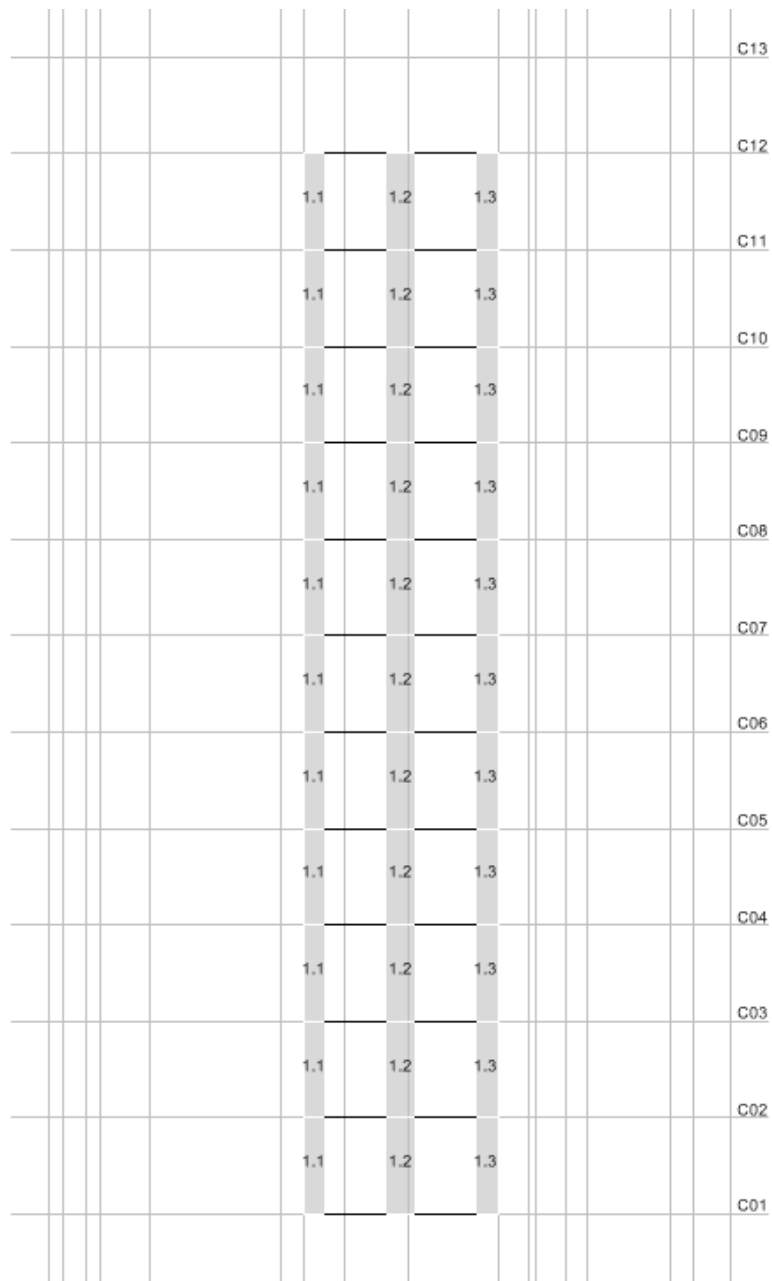


Figura 91.- Asignación de Pier de elementos de eje 1

A continuación se presenta una tabla resumen con los valores de corte solicitado y resistencia a corte de los elementos de la fachada norte:

Pier 1.1						
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$	Armadura
12°	31.80	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
11°	36.87	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
10°	39.47	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
9°	41.99	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
8°	44.09	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
7°	45.67	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
6°	46.08	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
5°	46.38	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
4°	49.69	21.21	62.70	83.91	Cumple	E.φ12a10
3°	50.20	21.21	62.70	83.91	Cumple	E.φ12a10
2°	49.35	21.21	62.70	83.91	Cumple	E.φ12a10

Tabla 27.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.1

Pier 1.2						
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$	Armadura
12°	49.17	22.29	72.20	94.49	Cumple	E.φ12a10
11°	52.56	22.29	72.20	94.49	Cumple	E.φ12a10
10°	55.66	22.29	72.20	94.49	Cumple	E.φ12a10
9°	58.45	22.29	85.57	107.86	Cumple	E.φ16a15
8°	60.48	22.29	85.57	107.86	Cumple	E.φ16a15
7°	61.44	22.29	85.57	107.86	Cumple	E.φ16a15
6°	60.77	22.29	85.57	107.86	Cumple	E.φ16a15
5°	59.29	22.29	85.57	107.86	Cumple	E.φ16a15
4°	59.99	24.42	85.57	109.99	Cumple	E.φ16a15
3°	54.00	24.42	85.57	109.99	Cumple	E.φ16a15
2°	44.10	24.42	85.57	109.99	Cumple	E.φ16a15

Tabla 28.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.2

Pier 1.3						
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$	Armadura
12°	36.87	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
11°	38.27	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
10°	40.80	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
9°	42.48	19.36	52.25	71.61	Cumple	E.φ12a12
8°	43.51	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
7°	43.58	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
6°	42.17	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
5°	39.96	19.36	62.70	82.06	Cumple	E.φ12a10
4°	38.05	21.21	62.70	83.91	Cumple	E.φ12a10
3°	36.30	21.21	62.70	83.91	Cumple	E.φ12a10
2°	37.29	21.21	62.70	83.91	Cumple	φ12a10

Tabla 29.- Resumen de la verificación del diseño Pier 1.3

4.3.4 Diseño de los machones del Eje B de acuerdo a NCh 433.Of1996 Mod 2009

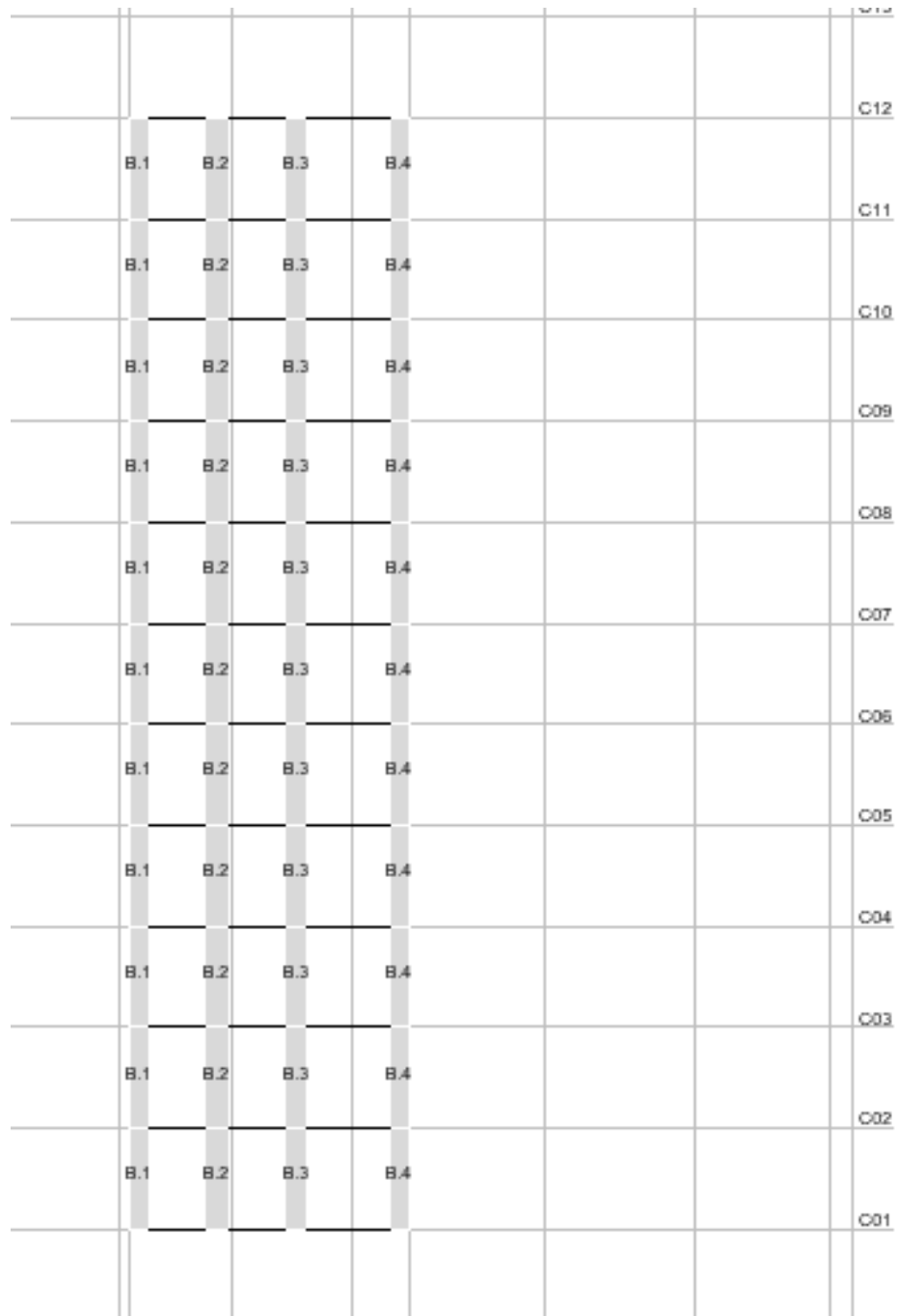


Figura 92.- Asignación de Pier de elementos de eje B

Pier B.1						
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$	Armadura
12°	21.76	14.08	24.63	38.71	Cumple	E.φ10a15
11°	23.00	14.08	24.63	38.71	Cumple	E.φ10a15
10°	24.75	14.08	35.47	49.55	Cumple	E.φ12a15
9°	26.49	14.08	35.47	49.55	Cumple	E.φ12a15
8°	27.77	14.08	35.47	49.55	Cumple	E.φ12a15
7°	28.83	14.08	35.47	49.55	Cumple	E.φ12a15
6°	30.11	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
5°	29.57	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
4°	30.87	15.42	44.33	59.76	Cumple	E.φ12a12
3°	30.21	15.42	44.33	59.76	Cumple	E.φ12a12
2°	26.34	15.42	44.33	59.76	Cumple	E.φ12a12

Tabla 30.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.1

Pier B.2						
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$	Armadura
12°	29.91	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
11°	30.91	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
10°	32.96	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
9°	34.61	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
8°	35.68	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
7°	36.22	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
6°	35.80	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
5°	34.71	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
4°	35.12	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10
3°	31.55	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10
2°	26.92	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10

Tabla 31.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.2

Pier B.3						
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$	Armadura
12°	34.16	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
11°	34.93	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
10°	36.83	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
9°	38.31	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
8°	39.19	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
7°	39.52	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
6°	38.94	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
5°	37.67	14.08	53.20	67.28	Cumple	E.φ12a10
4°	38.10	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10
3°	34.21	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10
2°	29.32	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10

Tabla 32.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.3

Pier B.4						
Piso	Vu [T]	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]	Cumple $Vu \leq \phi Vn$	Armadura
12°	27.44	14.08	35.47	49.55	Cumple	E.φ12a15
11°	28.54	14.08	35.47	49.55	Cumple	E.φ12a15
10°	30.00	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
9°	31.43	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
8°	32.48	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
7°	33.38	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
6°	34.76	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
5°	34.32	14.08	44.33	58.41	Cumple	E.φ12a12
4°	36.68	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10
3°	36.99	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10
2°	33.05	15.42	53.20	68.62	Cumple	E.φ12a10

Tabla 33.- Resumen de la verificación del diseño Pier B.4

4.3.5 Capacidad de desplazamiento de techo y Diagramas Momento - Curvatura de la sección crítica

4.3.5.1 Ecuación constitutiva del hormigón

Como la ecuación constitutiva del hormigón confinado es dependiente de la armadura transversal de borde, se supuso una armadura E.+Tr.φ12a10.

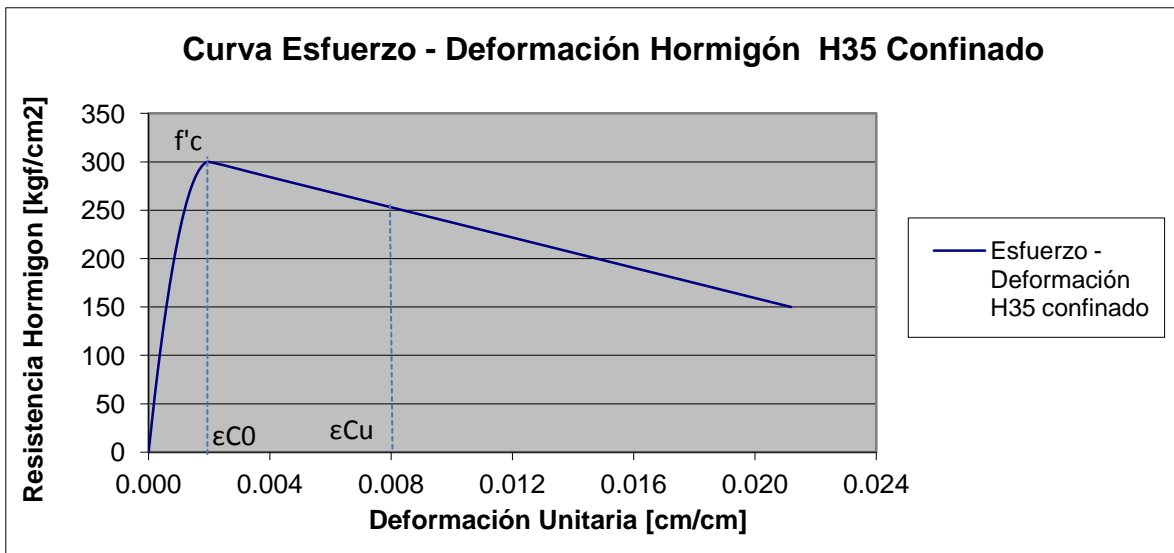


Figura 93.- Ley Constitutiva del Hormigón H35 confinado

4.3.5.2 Verificación de la capacidad de desplazamiento de techo

Se redujo el módulo de elasticidad a un 38%, para obtener valores de los períodos fundamentales cercanos a 1.5 veces los períodos no agrietados:

$$T_{agx}: 1.104 \text{ [s]} \quad (\text{Modo 1})$$

$$T_{agy}: 0.929 \text{ [s]} \quad (\text{Modo 2})$$

Para el muro del eje 4 se tiene un desplazamiento a nivel de techo de la estructura agrietada, δ_{ag} , de 6.0 [cm].

De acuerdo a la armadura dispuesta, el momento nominal de la sección es de 6265 [T-m], mientras que el momento solicitante para una combinación del peso propio de la estructura más un 25% de sobrecarga más el sismo es de 3005 [T-m], luego, el factor Ω es igual a 2.08.

La capacidad de deformación viene dada por la relación:

$$\delta_r = \delta_{ag} * \Omega$$

$$\delta_r = 12.5 \text{ cm}$$

Luego, el desplazamiento de techo que produce la fluencia a nivel de la sección crítica es de 8.8 [cm].

Análogamente, para el muro del eje 7, se tiene un desplazamiento de techo de 5.3 [cm], un momento nominal de 1465 [T-m] y un momento solicitante de 483 [T-m].

Luego Ω es igual a 3.03 y el desplazamiento de techo que produce la fluencia es de 16.1 [cm].

De acuerdo a la Sección 4.1, las demandas de desplazamiento de techo para la dirección X e Y son 35.63 [cm] y 25.96 [cm], respectivamente, por lo que la sección incurre en el rango no lineal y es necesario confinar.

4.3.5.3 Verificación del acortamiento unitario del hormigón

De acuerdo a la Ecuación 2, los límites para el eje neutro para el muro del eje 4 son:

$$C_{limX}=0.59 \text{ [m]}$$

$$C_{limY}=1.16 \text{ [m]}$$

La Tabla 34 resume los valores de la profundidad del eje neutro y entrega el largo de confinamiento requerido:

	Profundidad Eje Neutro [m]	Longitud Conf. [m]
Limite Y	1.16	
c - 0°	0.23	--
c - 180°	1.98	0.82
Limite X	0.59	
c - 90°	0.20	--
c - 270°	2.23	1.63

Tabla 34.- Profundidad del eje neutro

En las direcciones 180° y 270°, la profundidad de la línea neutra es mayor que el límite establecido por el ACI318-08 y se debe confinar.

De acuerdo al D.S.60, se debe usar la ecuación (21-4) de la sección 21.6.4.4 del ACI318-08 para definir el área total de los estribos cerrados de confinamiento:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Asumiendo un espaciamiento longitudinal de los estribos de confinamiento, s , igual a 10 [cm] y de acuerdo a la Figura 94, se obtiene el área transversal de acero, A_{sh1} y A_{sh2} , para cada dirección y en cada borde libre del muro del eje 4, indicado en la Tabla 35:

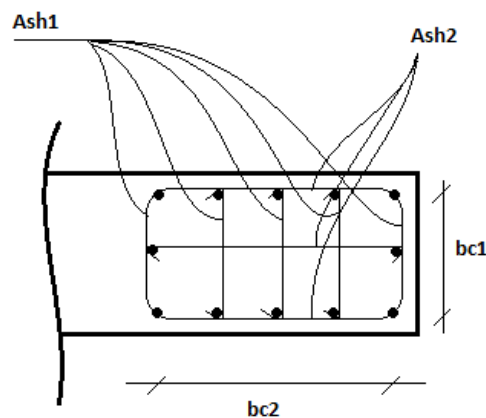


Figura 94.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 90° - 270° - Muro eje 7

	Dirección X [cm ²]	Dirección Y [cm ²]
Ash1	1.67	2.99
Ash2	10.35	8.30

Tabla 35.- Área de acero transversal para cada dirección

Estas áreas de acero se cumplen para una cuantía E + trabas $\phi 12a10$.

Asimismo, para el muro del eje 7, la profundidad del eje neutro crítica, dada por la Ecuación 2, es:

$$C_{limY}=0.89 \text{ [m]}$$

La Tabla 36 resume los valores de la profundidad del eje neutro y entrega el largo de confinamiento en caso de requerirse:

	Profundidad Eje Neutro [m]	Longitud Conf. [m]
Limite Y	0.89	
c - 0°	1.08	0.19
c - 180°	1.08	0.19

Tabla 36.- Profundidad del eje neutro

De acuerdo a la Tabla 36, se deben confinar el borde del muro del eje 7.

De manera análoga al eje 4, y asumiendo s igual a 10 [cm], se obtiene el área transversal de acero, Ash1 y Ash2, indicado en la Tabla 37:

	Dirección Y [cm ²]
Ash1	1.67
Ash2	1.67

Tabla 37.- Área de acero transversal para cada dirección

Estas áreas de acero transversal se cumplen para una cuantía E + trabas $\phi 10a10$.

La Figura 95 muestra en planta la disposición final de la armadura para ambos muros, la Figura 96 muestra los detalles de los estribos de confinamiento:

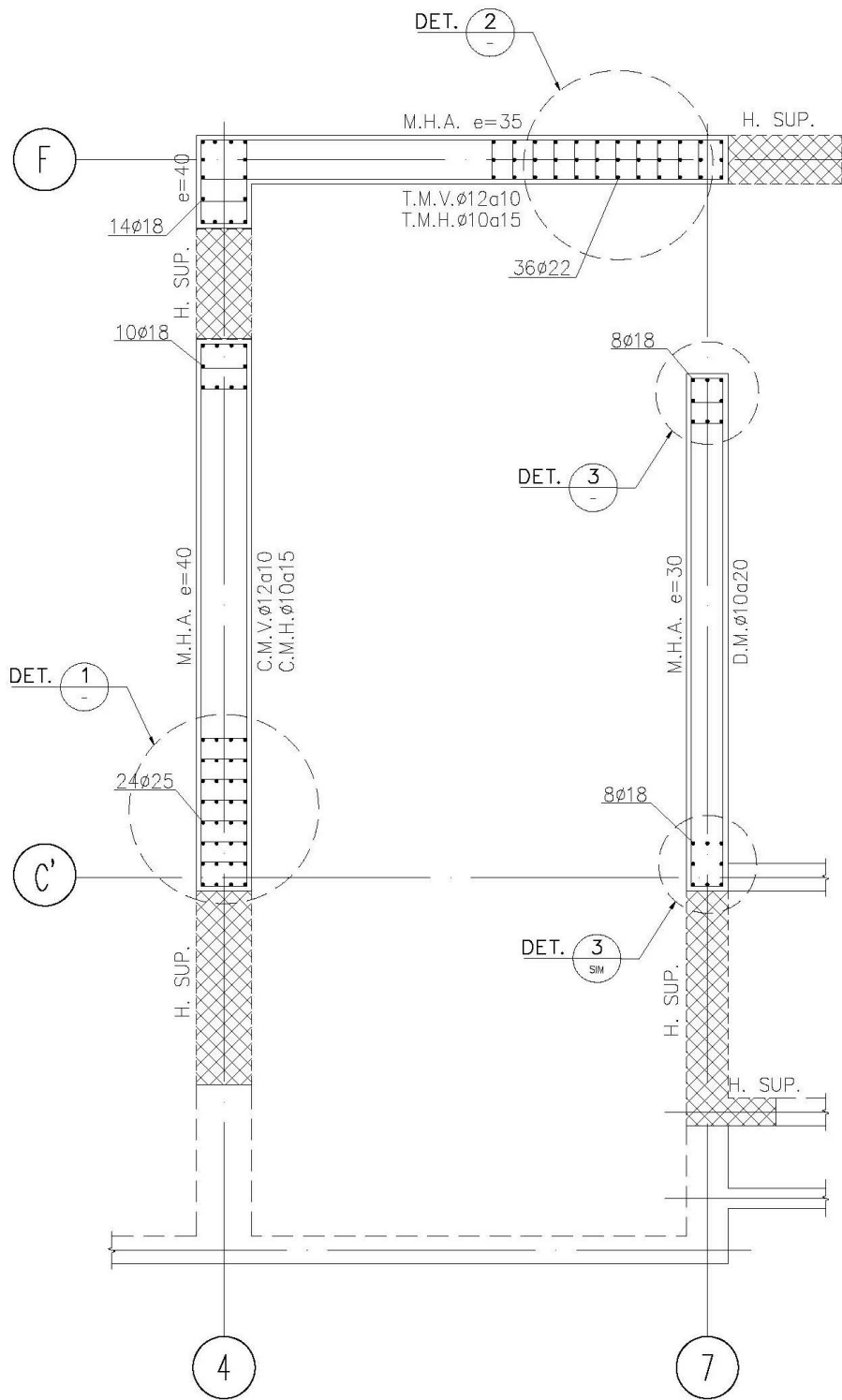


Figura 95.- Disposición armadura en muros eje 4 y 7

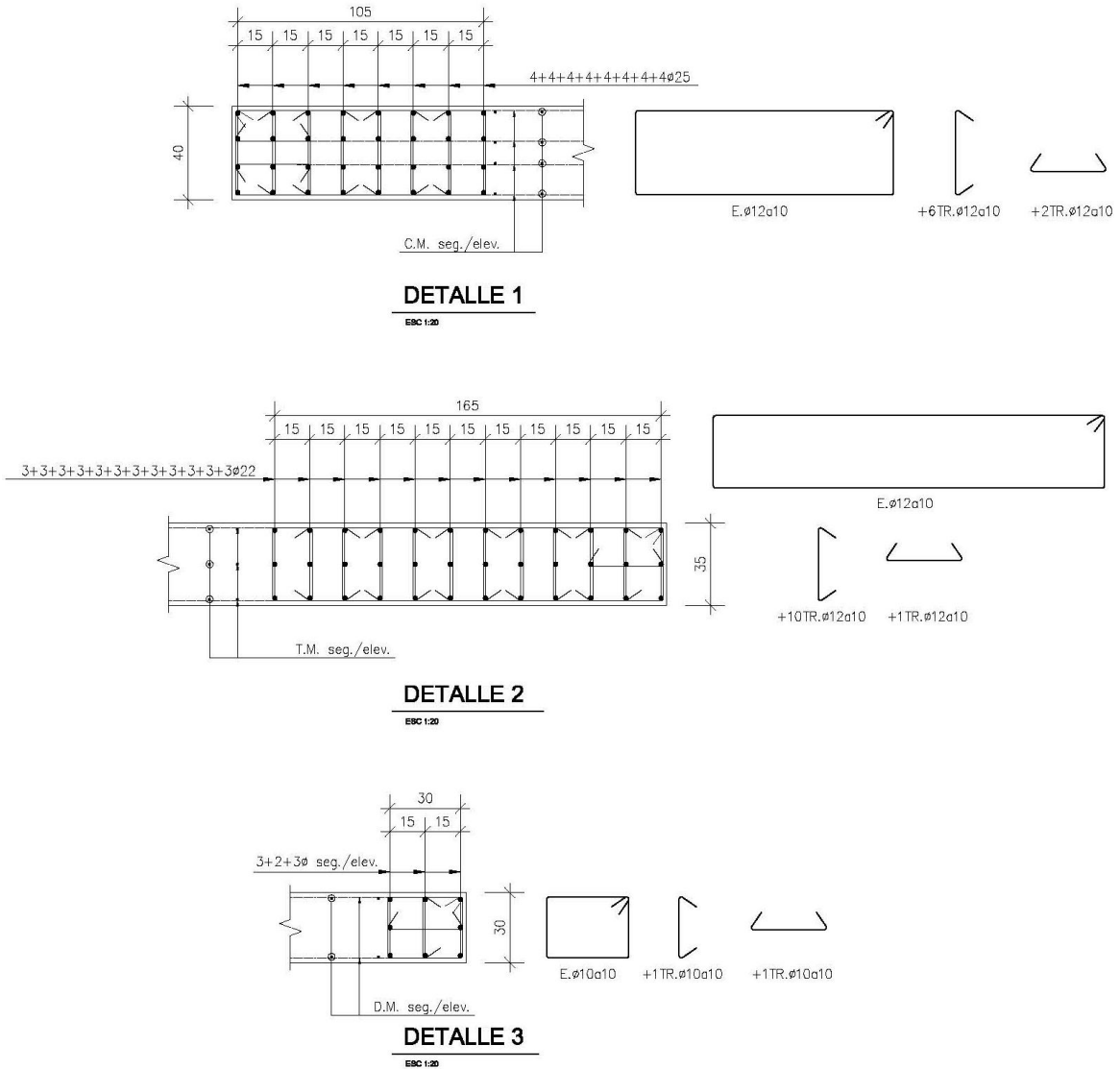


Figura 96.- Detalles de armadura transversal de borde

4.3.5.4 Diagramas Momento - Curvatura

Con la armadura dispuesta en la Figura 95 y Figura 96 se obtuvieron los diagramas momento - curvatura de los muros de los ejes 4 y 7.

Para el muro de sección transversal L del eje 4, se consideró una carga axial de 628.5 [T] en la dirección X y 647.11 [T] en la dirección Y. Para el muro rectangular del eje 7, se consideró una carga axial de 448.18 [T] en la dirección Y.

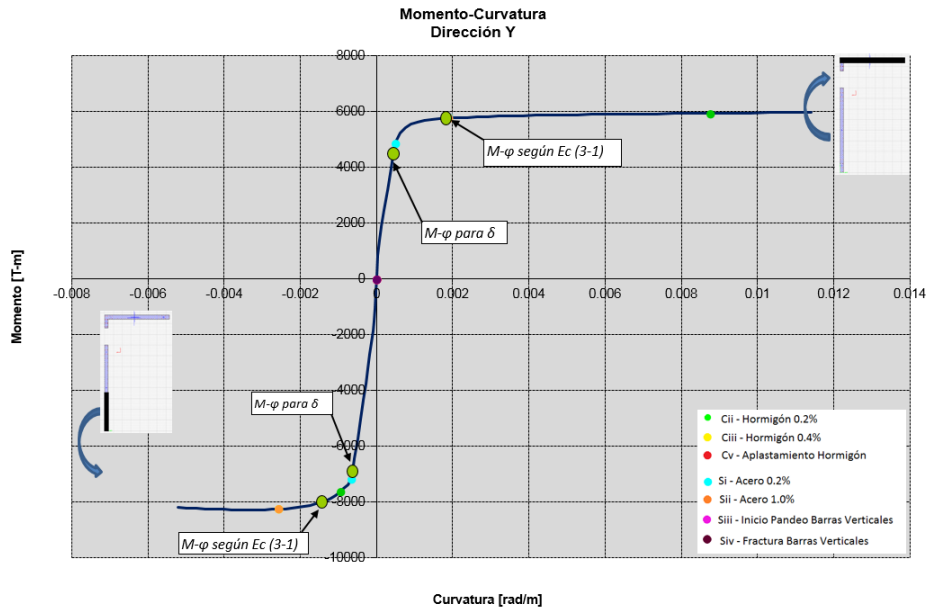


Figura 97.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 0° - 180° - Muro eje 4

La Figura 97 muestra el diagrama momento – curvatura para la dirección Y de la sección. Comparando con el diagrama de momento – curvatura de la sección original, Figura 73, se aprecia un aumento de la curvatura de rotura de la sección así como una disminución de la pendiente post-fluencia.

Los valores momento – curvatura para la deformación de fluencia y los valores asociados a un desplazamiento de techo según la norma, usando la Ec (3-1):

	0°		180°	
	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]
δ	4602.28	4.57E-04	7057.61	6.50E-04
Ec (3-1)	5764.04	1.89E-03	8010.63	1.42E-03

Tabla 38.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la Ec (3-1) en dirección 0° - 180°

La Tabla 39 resume los valores para los límites de desempeño de la sección en la dirección Y:

	0°		180°	
	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]
Cii	0.00876	5932.48	0.00097	7671.95
Ciii	-	-	0.00258	8271.72
Cv	-	-	-	-
Si	0.00049	4835.55	0.00066	7161.43
Sii	0.00188	5763.57	0.00258	8271.72
Siii	-	-	-	-
Siv	-	-	-	-

Tabla 39.- Límites de desempeño en la dirección 0° - 180°

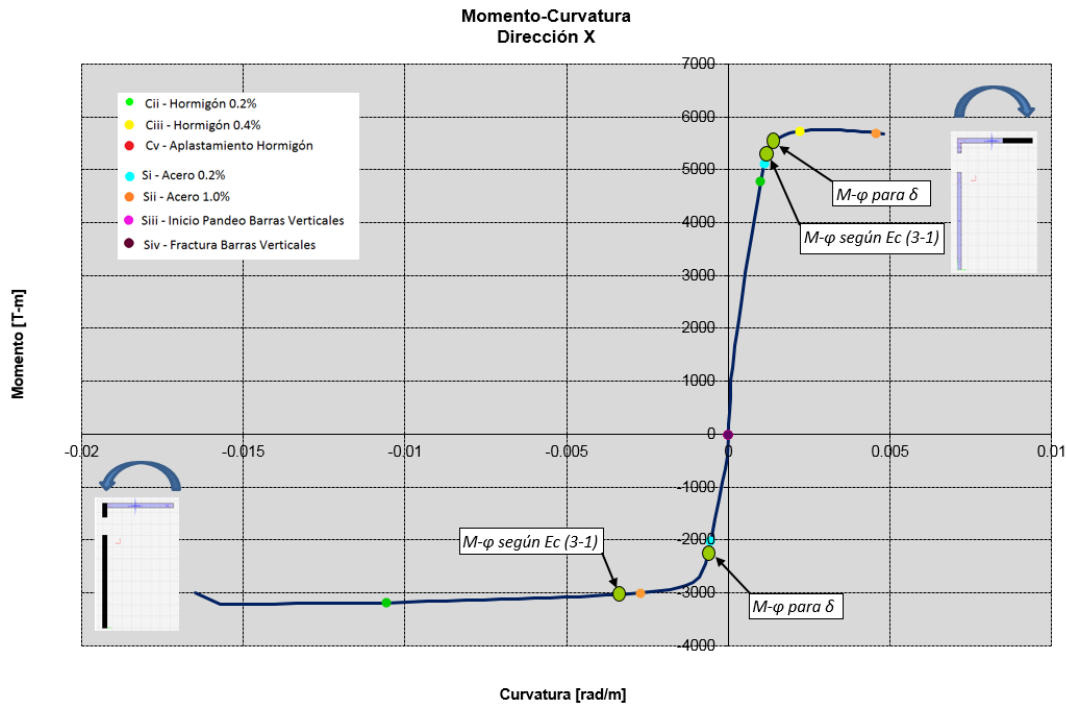


Figura 98.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 90° - 270° - Muro eje 4

La Figura 98 muestra el diagrama momento – curvatura para la dirección X de la sección. Se observa un mejor comportamiento post-fluencia en comparación con la sección original, Figura 74.

La los valores momento – curvatura para la deformación de fluencia y los valores asociados a un desplazamiento de techo según la norma, usando la Ec (3-1):

	90°		270°	
	Momento [T·m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T·m]	Curvatura [rad/m]
δ	2266.20	6.34E-04	5185.88	1.14E-03
Ec (3-1)	3031.41	3.36E-03	5541.13	1.40E-03

Tabla 40.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la Ec (3-1) en dirección 90° - 270°

La Tabla 41 resume los valores para los límites de desempeño de la sección en la dirección X:

	90°		270°	
	Curvatura [rad/m]	Momento [T·m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T·m]
Cii	0.01060	3188.02	0.00100	4772.27
Ciii	-	-	0.00221	5732.04
Cv	-	-	-	-
Si	0.00054	2025.39	0.00111	5112.54
Sii	0.00272	3003.55	0.00457	5967.33
Siii	-	-	-	-
Siv	-	-	-	-

Tabla 41.- Límites de desempeño en la dirección 90° - 270°

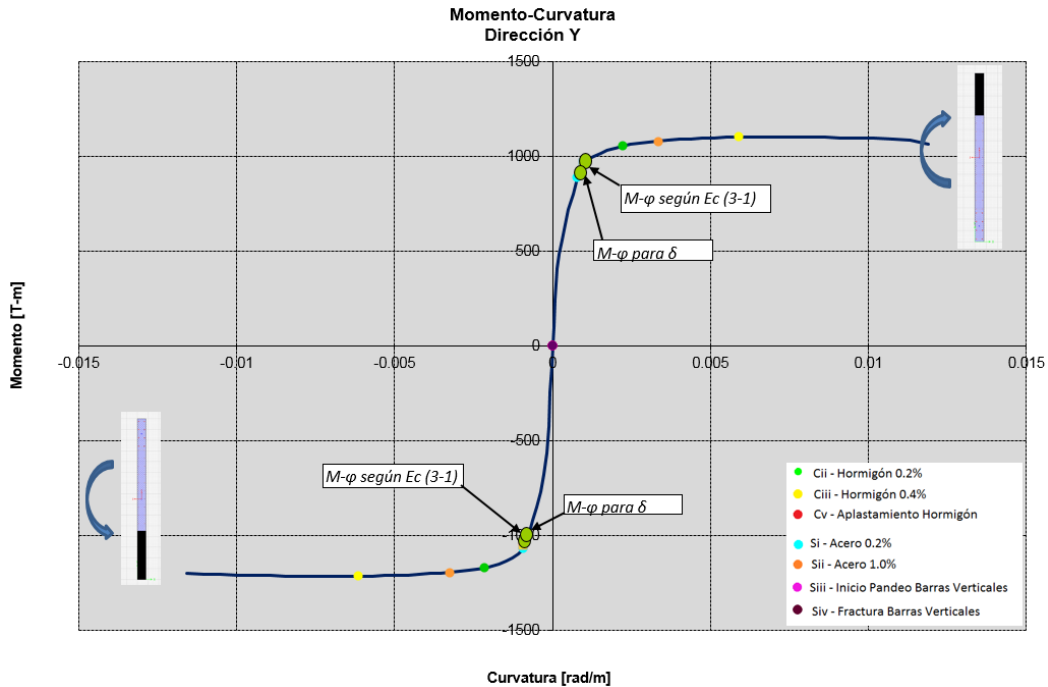


Figura 99.- Diagrama Momento – Curvatura en dirección 0° - 180° - Muro eje 7

La Figura 99 muestra el diagrama momento – curvatura para la dirección Y de la sección. En comparación con la sección original, Figura 77, se aprecia un aumento de casi un 400% en la curvatura última.

La Tabla 42 resume los valores de curvatura requerida y curvatura de rotura de la sección al considerarse o despreciarse la capacidad de deformación elástica del muro:

	0°		180°	
	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]
δ	913.73	8.48E-04	1045.56	8.67E-04
Ec (3-1)	955.89	9.66E-04	1056.45	8.91E-04

Tabla 42.- Valores de Momento – Curvatura para δ y para la Ec (3-1) en dirección 0° - 180°

La Tabla 43 resume los valores para los límites de desempeño de la sección en la dirección Y:

	0°		180°	
	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]	Curvatura [rad/m]	Momento [T-m]
Cii	0.00221	1054.30	0.00215	1173.68
Ciii	0.00589	1101.07	0.00615	1216.39
Cv	-	-	-	-
Si	0.00078	887.99	0.00092	1069.53
Sii	0.00334	1080.50	0.00326	1195.03
Siii	-	-	-	-
Siv	-	-	-	-

Tabla 43.- Límites de desempeño en la dirección 0° - 180°

5. Modelo Puntal Tensor

Para detectar el daño en la base del muro se usó un modelo puntal tensor aplicándose cargas laterales monotónicamente crecientes.

En el análisis se consideró el peso propio del muro, el peso propio de la losa y un peso propio adicional de 100 [kgf/m²]. Se consideró que al momento del sismo estaría presente 25% de la sobrecarga, es decir, 50 [kgf/m²].

Se consideraron los espesores de muros y la armadura indicados en los planos aptos.

5.1 Materiales

En el análisis incremental con el modelo puntal tensor, se consideraron las propiedades no lineales del hormigón y del acero. Para el acero se consideró una calidad A630-420H, y una ley constitutiva bi-lineal, sin endurecimiento post fluencia, como se muestra en la Figura 100:

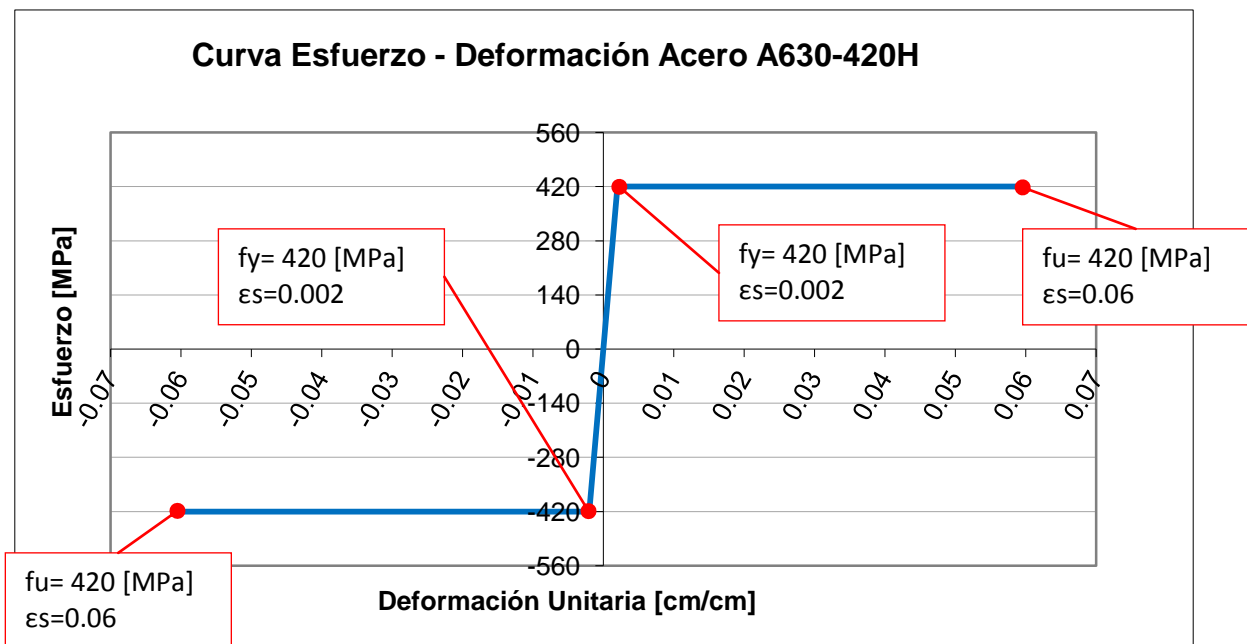


Figura 100.- Curva constitutiva del acero A630-420H

Se supuso un hormigón calidad H-30, con un acortamiento unitario $\epsilon_c=0.002$ al alcanzar la máxima resistencia, f'_c , y con degradación de resistencia pasado este punto, según se muestra en la Figura 101:

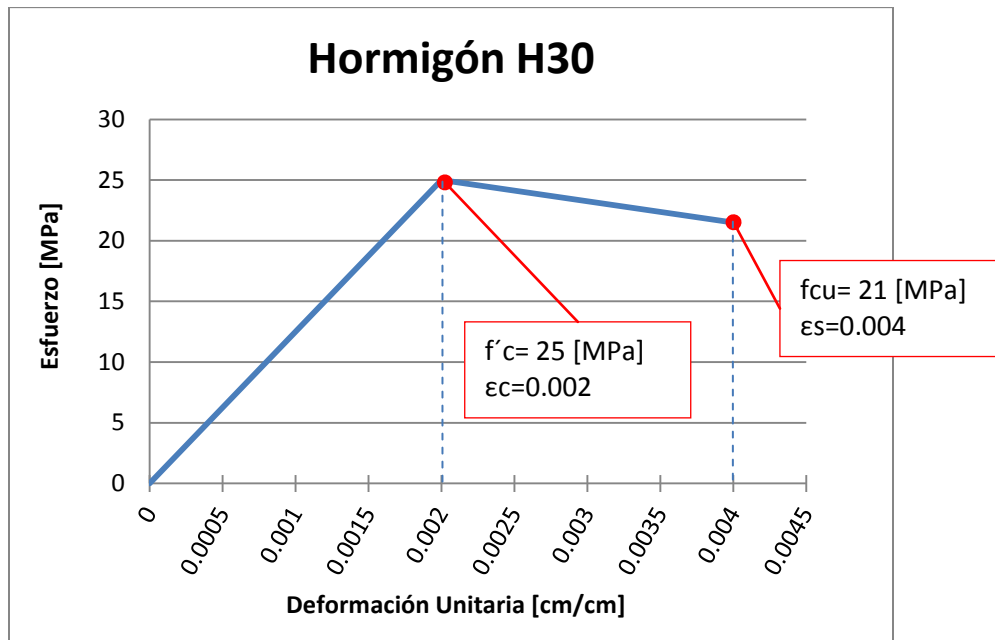


Figura 101.- Curva constitutiva del hormigón H-30

5.2 Modelo Puntal Tensor

Para considerar los puntales diagonales comprimidos en el hormigón, fue necesario hacer dos modelos diferentes para cada dirección de análisis, invirtiendo la orientación de los puntales diagonales. Para un movimiento hacia la izquierda (sentido $-Y$), se usó el modelo de la Figura 105 (a), mientras que para un movimiento hacia la derecha (sentido Y), se usó el modelo de la Figura 105 (b).

En estos modelos, se usaron elementos tipo *frame* para los puntales de hormigón comprimido, con la ley constitutiva descrita en la Figura 101. Para los elementos de acero, al no ser posible usar dos elementos tipo *frame* conectados a los mismos puntos inicial y final, se usaron conexiones tipo *link* con la ley constitutiva mostrada en la Figura 100.

Para determinar las propiedades de los elementos se consideró el área bruta de hormigón que representa el elemento y el área de acero correspondiente a esta sección, de acuerdo a la Figura 102 (Lu, Panagiotou & Moutromanos, 2014):

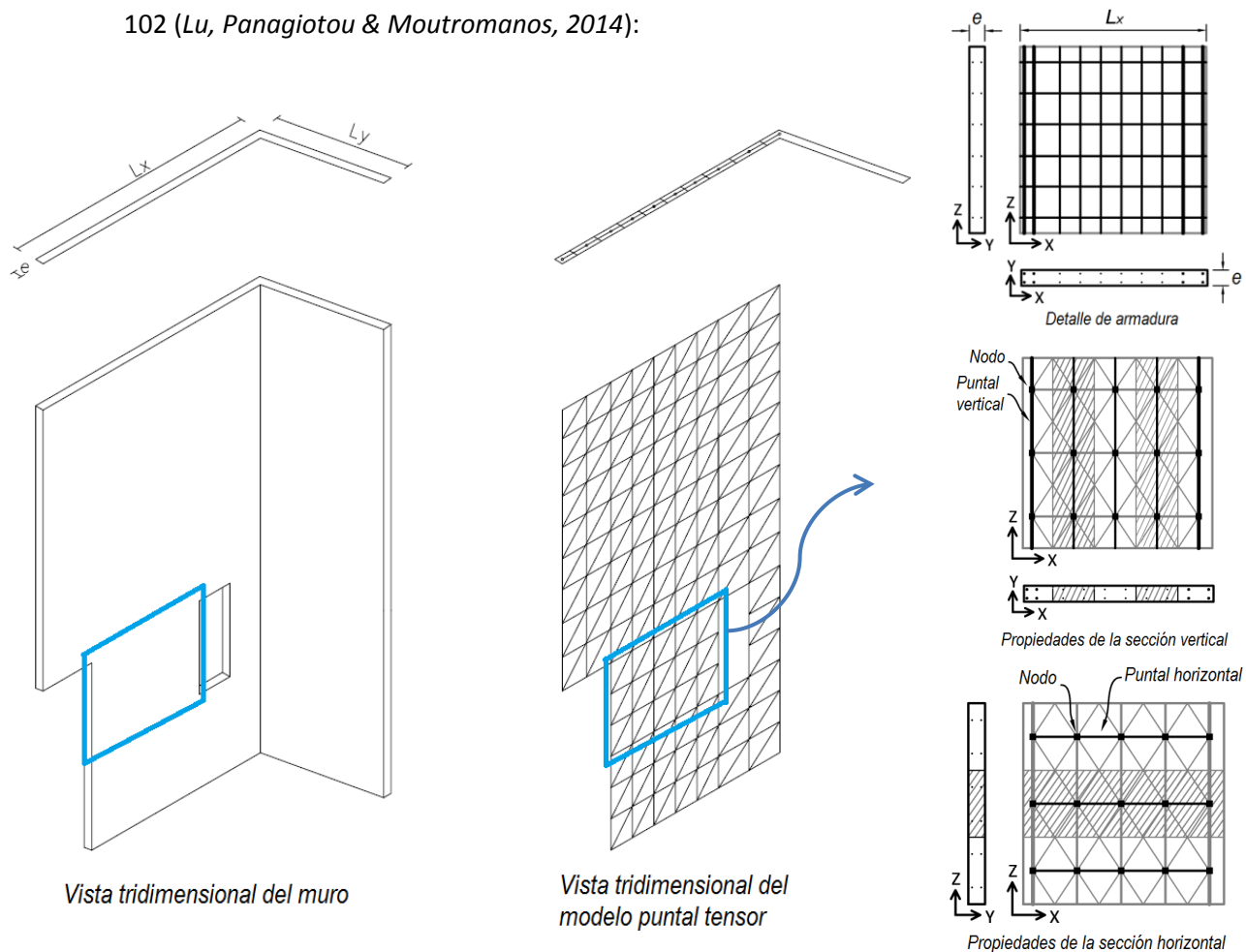


Figura 102.- Descripción esquemática del modelo puntal - tensor

Para los puntales de hormigón, se supuso un ángulo de inclinación de aproximadamente 45°, no se consideró acero de refuerzo en él, asignándole un área de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$b_d = b \sin \theta_d$$

donde:

b_d = Ancho del puntal

b = Proyección del puntal en la horizontal

θ_d = Ángulo de inclinación.

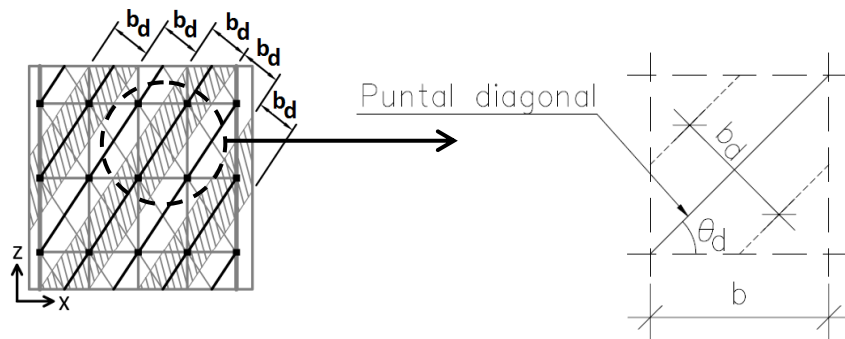


Figura 103.- Ancho efectivo del puntal

La Figura 104 muestra las consideraciones del modelo puntal – tensor:

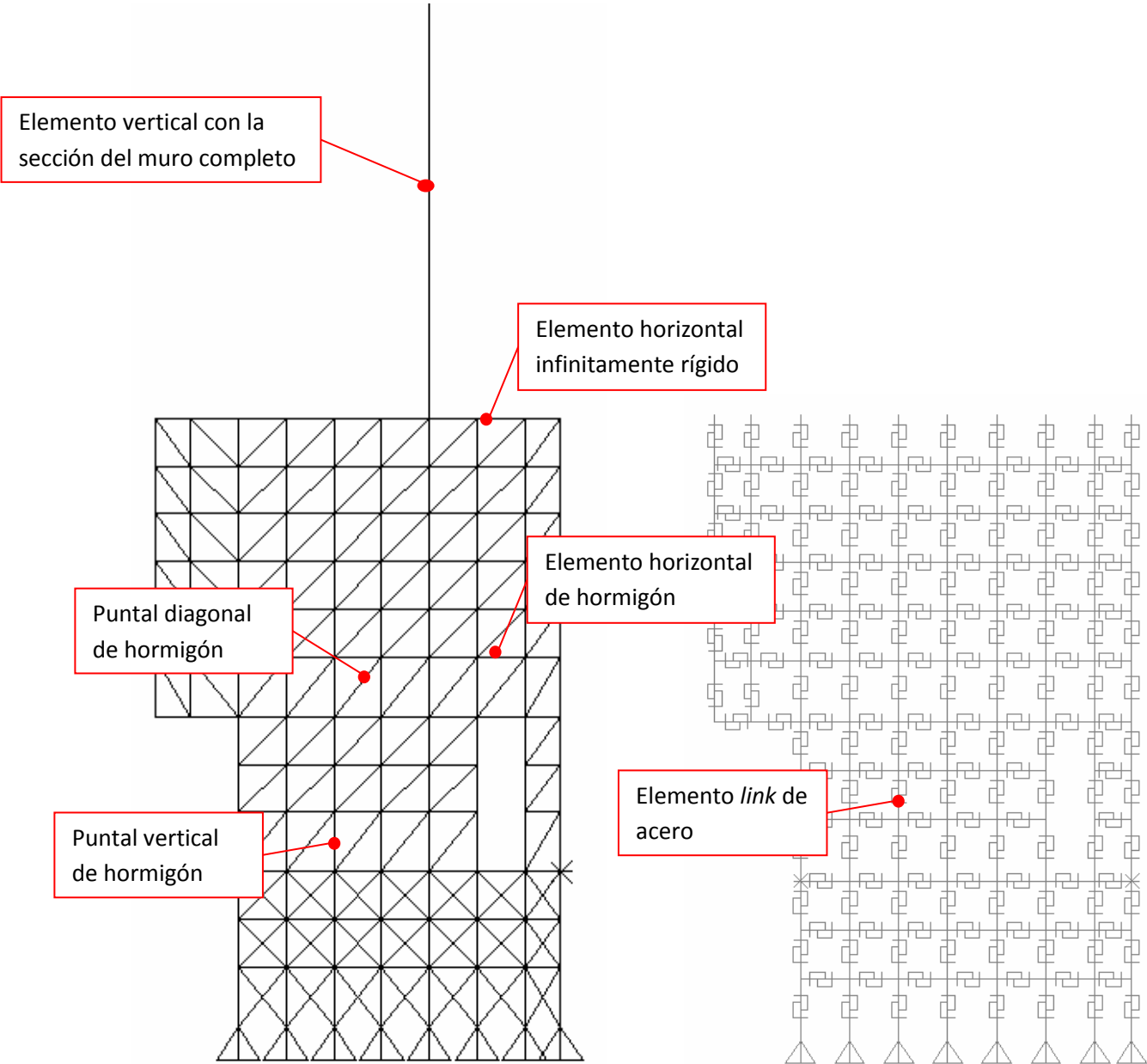


Figura 104.- Modelo Puntal – Tensor

La Figura 105 muestra los modelos de análisis utilizados:

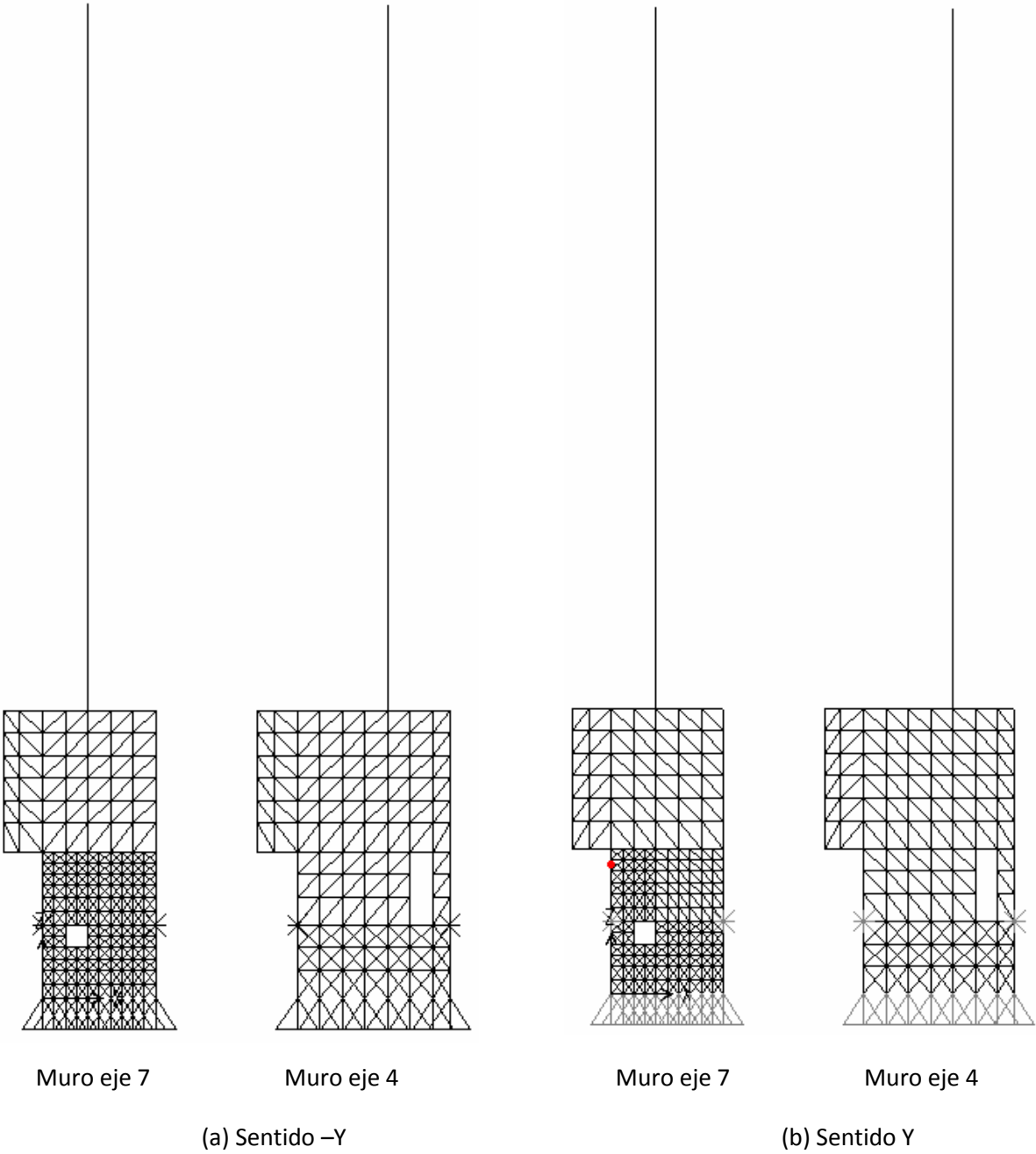


Figura 105.- Modelo Puntal – Tensor

Se supuso una distribución uniforme de fuerzas laterales en la altura, como se ve en la Figura 106. El análisis se hizo paso a paso incrementando el desplazamiento de techo.

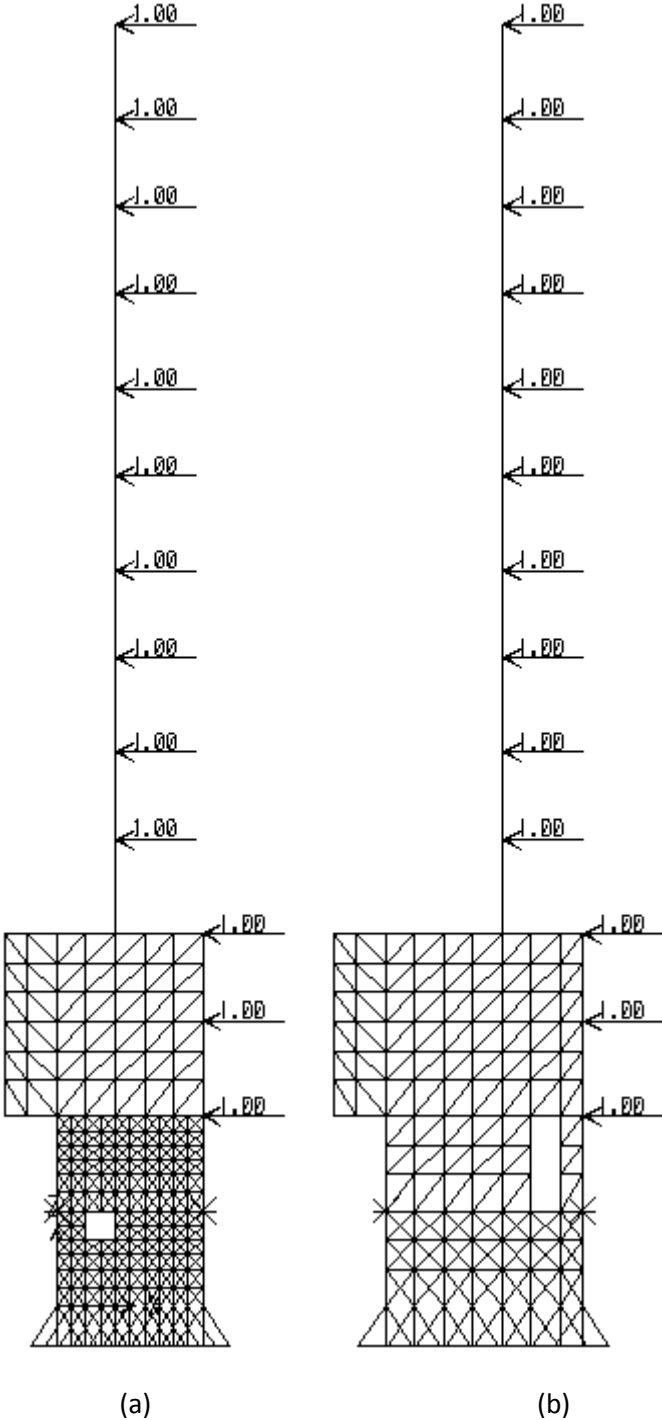


Figura 106.- Carga incremental asignada al muro del eje 4 (b) y del eje 7 (a), [T]

5.2.1 Resultados Modelo Puntal Tensor no lineal

Se hizo un análisis incremental con cargas monotónicas en la altura. En la Figura 107 a Figura 112, se muestran los estados del muro al ir aumentando los desplazamientos de techo, en sentido $-Y$ e Y , respectivamente, indicando los elementos que alcanzan su resistencia máxima o deformación última a compresión. En el *Diagrama de esfuerzos axiales*, se indica en rojo los elementos comprimidos y en amarillo los elementos traccionados.

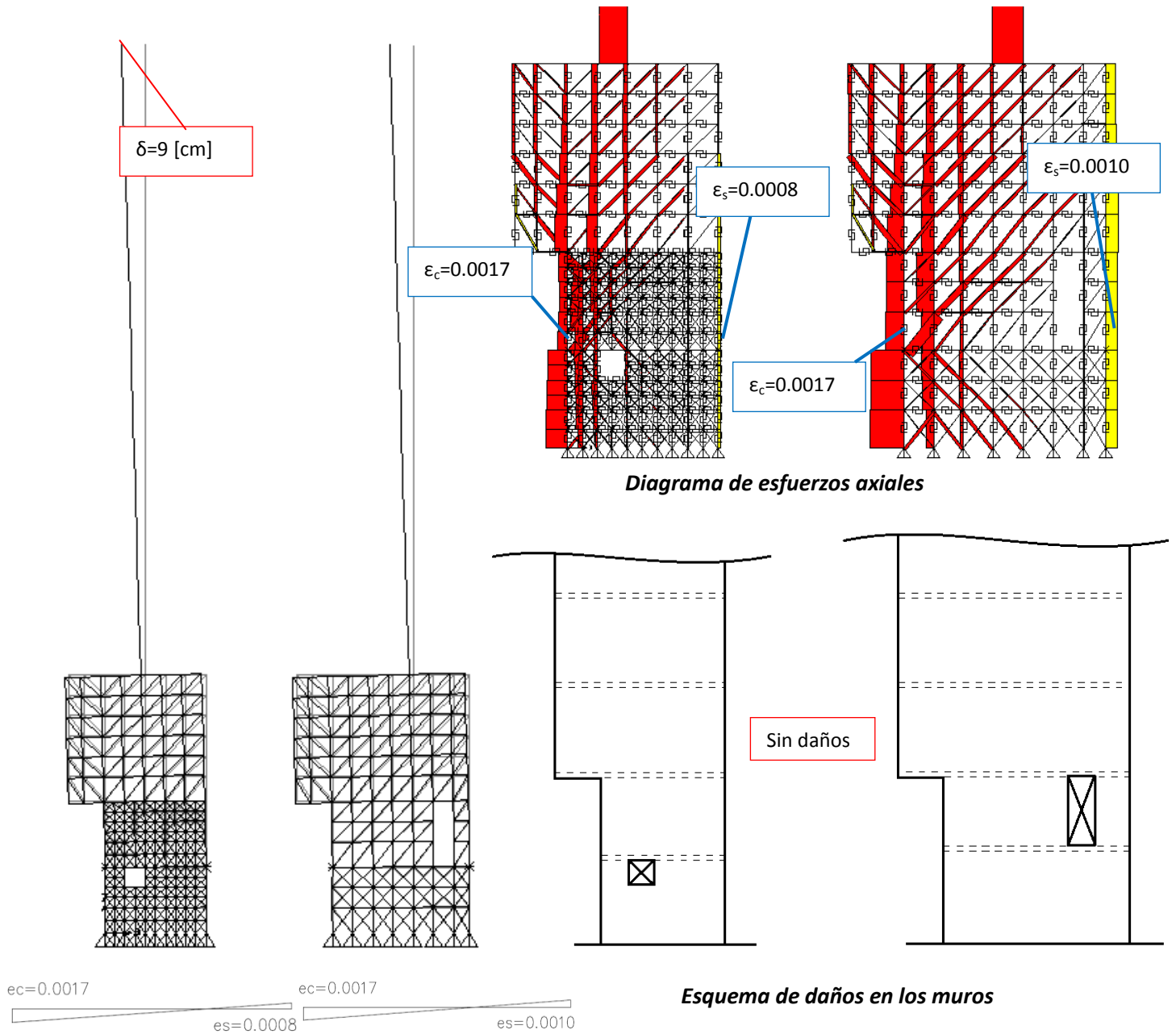


Figura 107.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido $-Y$, $\delta=9$ [cm]

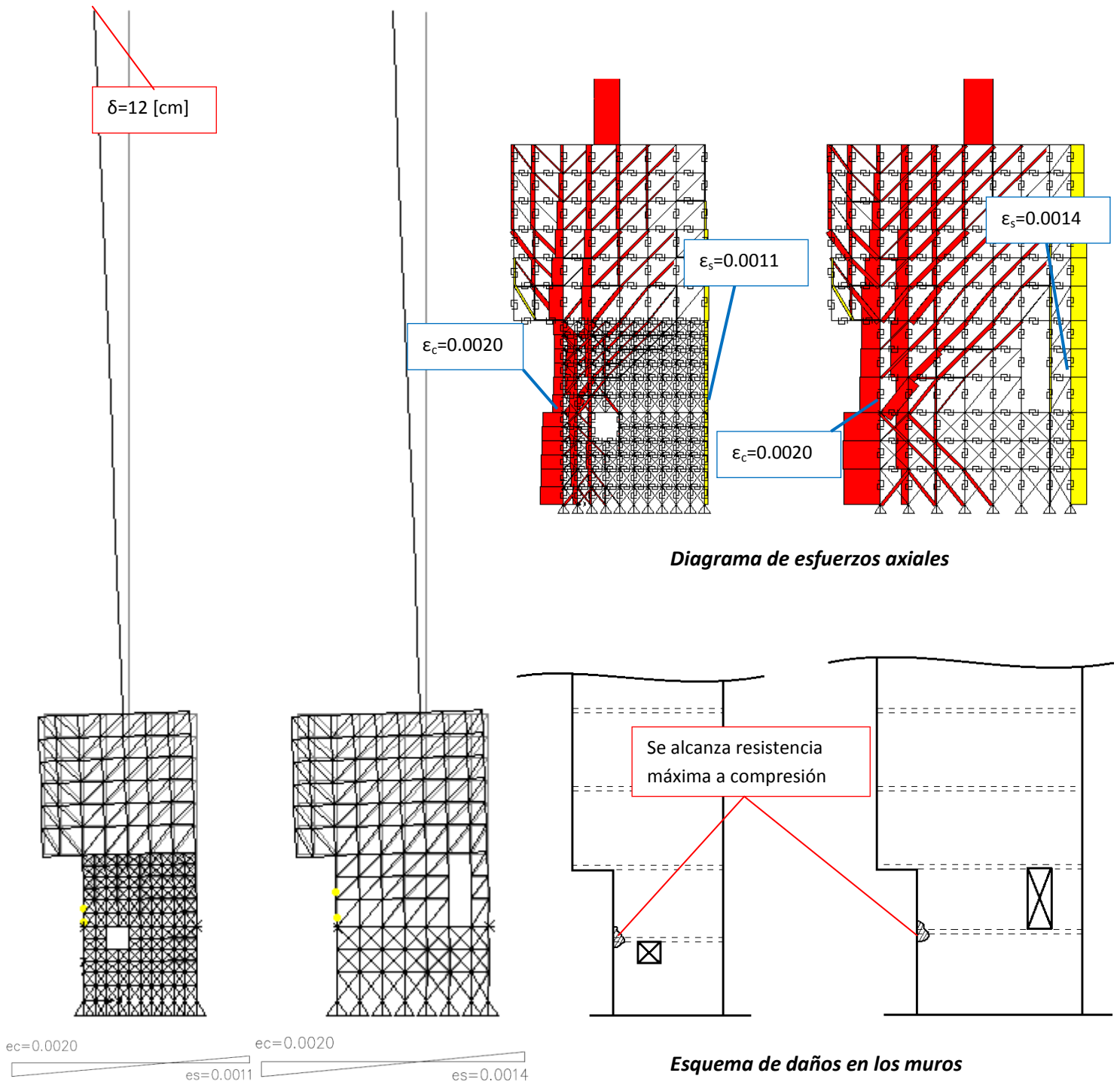


Figura 108.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido -Y, $\delta=12$ [cm]

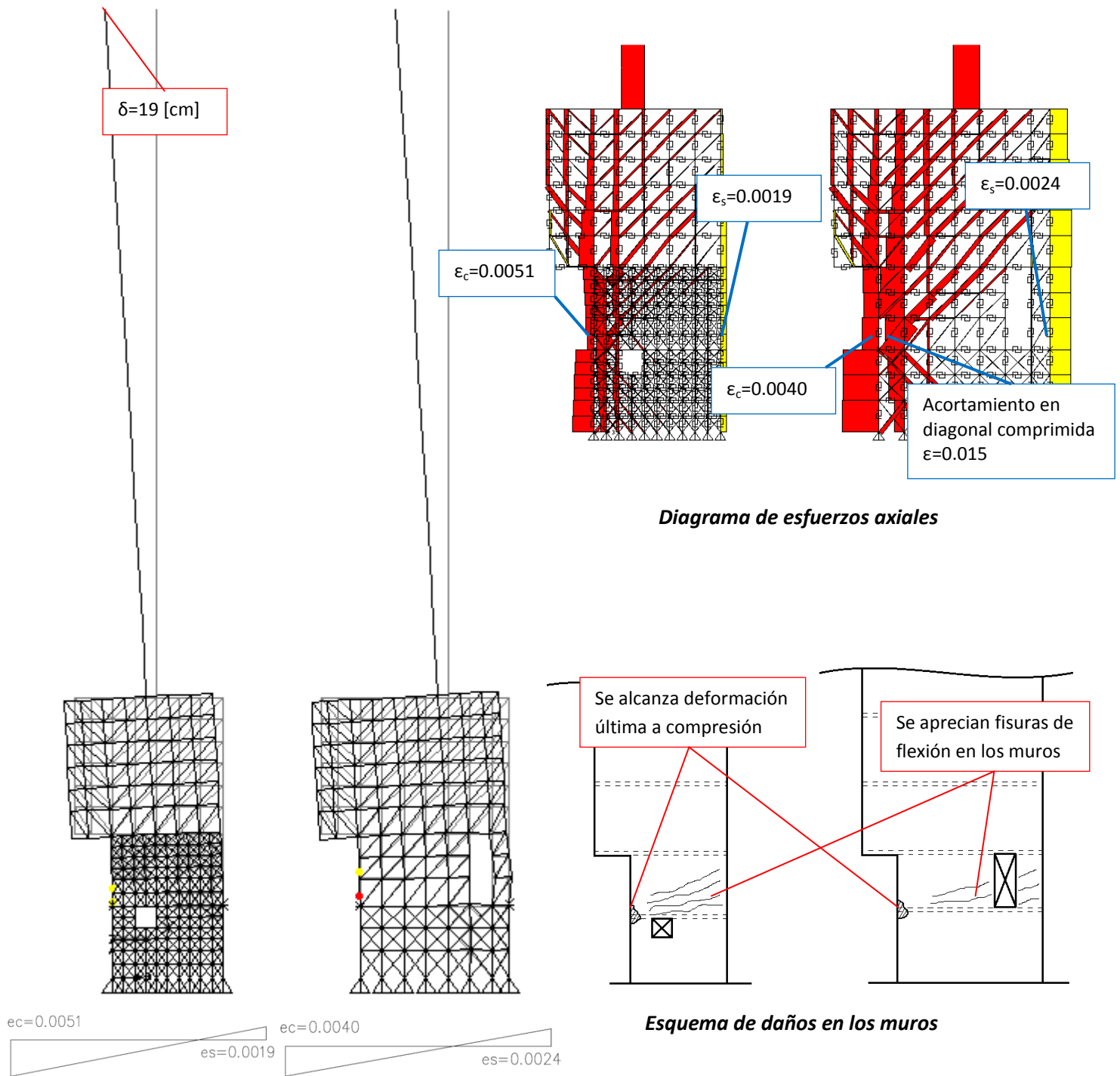


Figura 109.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido -Y, $\delta=19$ [cm]

De acuerdo a los resultados del análisis puntal – tensor, para el muro del eje 4, la resistencia máxima del hormigón ($\epsilon_c=0.002$) se alcanza a los 12 [cm] de desplazamiento de techo y la deformación última del hormigón ($\epsilon_c=0.004$) se alcanza a los 16 [cm] de desplazamiento a nivel de techo.

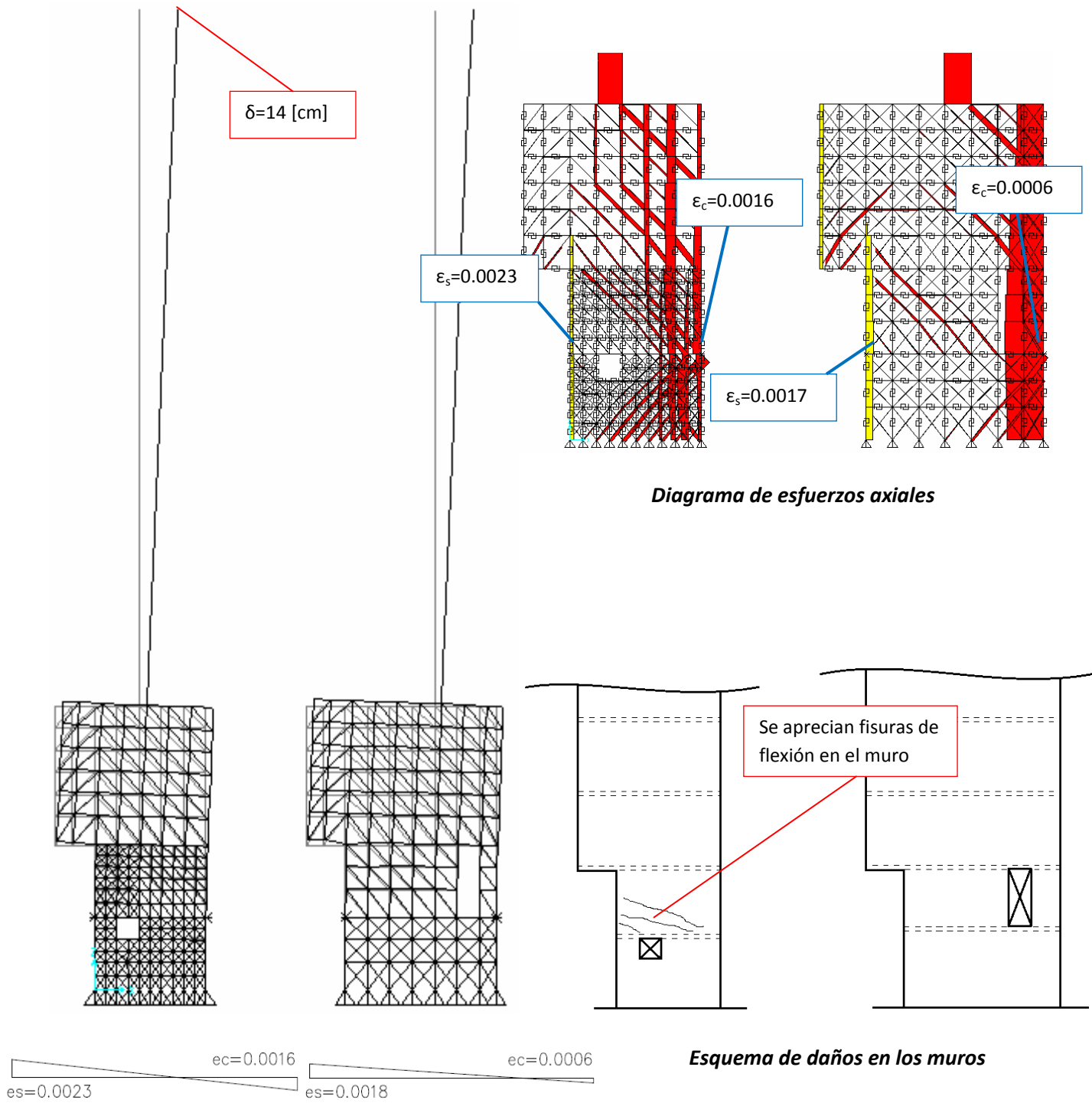


Figura 110.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido Y, $\delta=14$ [cm]

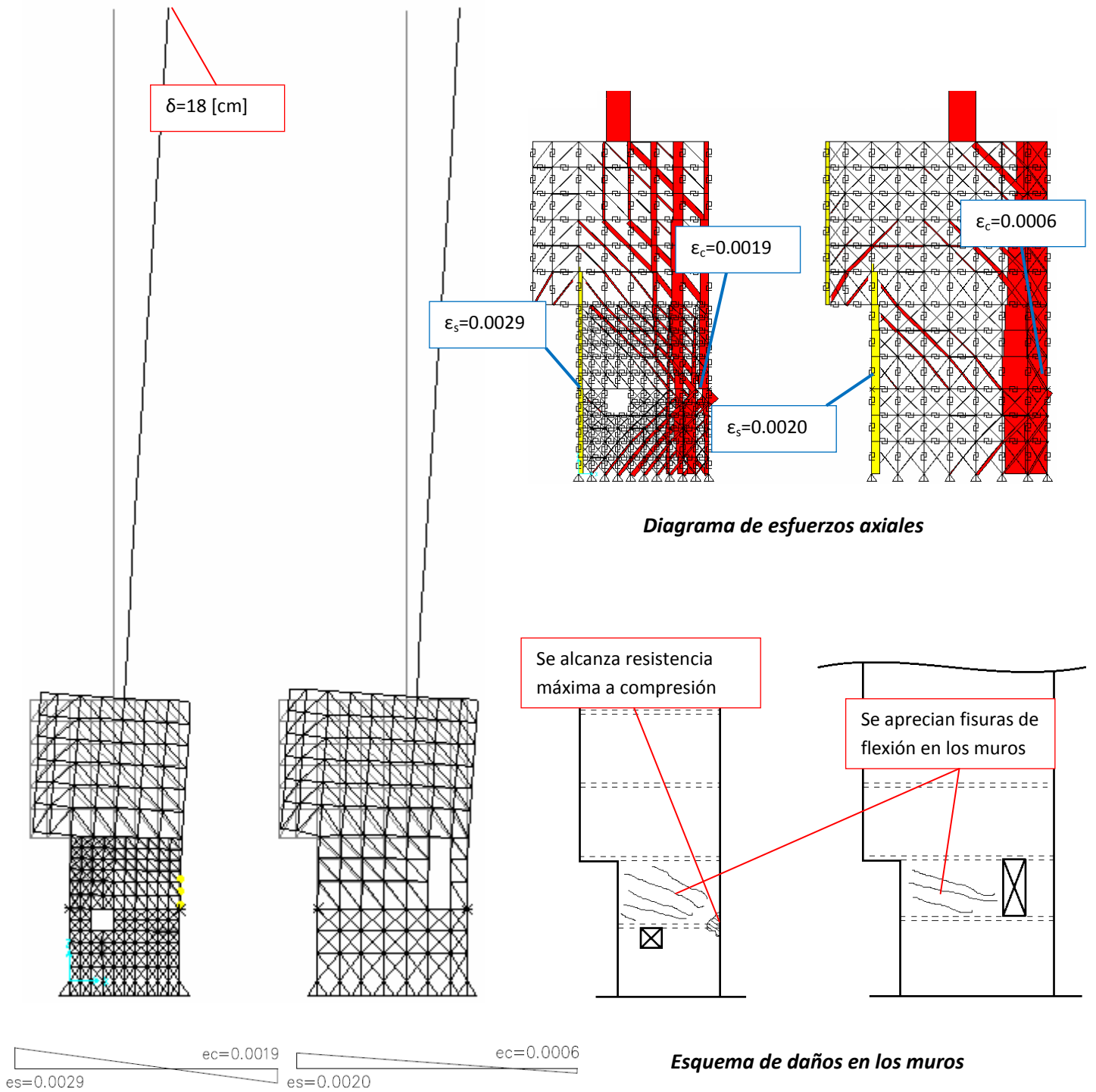


Figura 111.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido Y, $\delta= 18\text{ [cm]}$

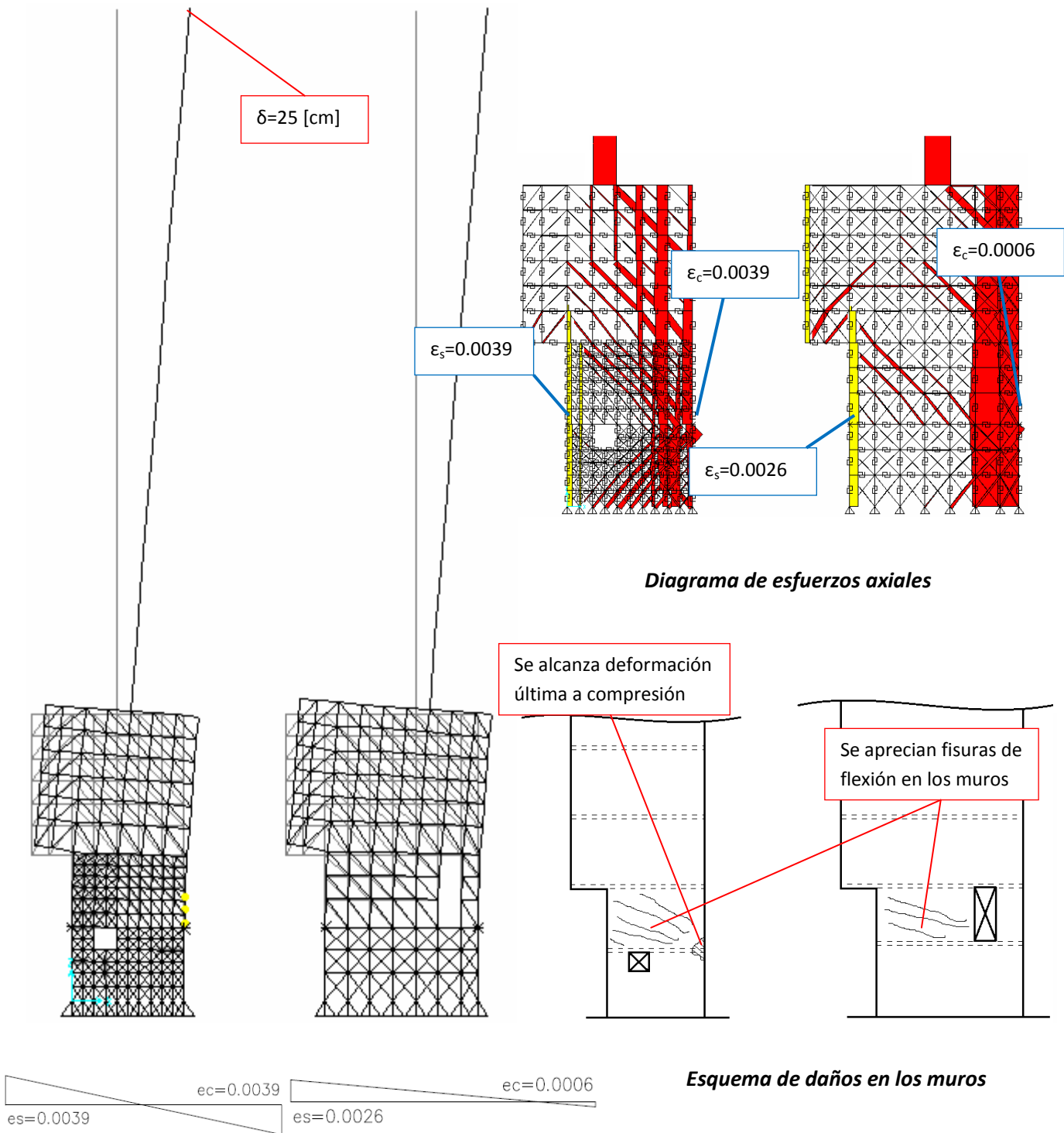


Figura 112.- Desempeño Muro Eje 4 – Sentido Y, $\delta=25$ [cm]

De las figuras anteriores, se aprecia una mayor capacidad de desplazamiento de techo para ambos muros, con 18 [cm] de desplazamiento para el muro del eje 7, contra los 12 [cm] en el sentido contrario.

La Tabla 44 y la Tabla 45 muestran los valores de esfuerzo en la armadura traccionada, deformación unitaria del acero y el desplazamiento a nivel de techo asociado en el sentido de análisis -Y, cuando se comprimen ambos bordes de los muros del eje 4 y del eje 7:

Muro Eje 4 - Sentido -Y				
Paso	Tensión refuerzo longitudinal, fs, [kgf/cm²]	ϵ_s alargamiento	ϵ_c acortamiento	Desplazamiento a nivel de techo [cm]
0	-200	-0.0001	-0.0004	0.00
1	948	0.0005	-0.0012	4.96
2	2058	0.0010	-0.0017	8.97
3	2867	0.0014	-0.0020	11.86
4	4027	0.0019	-0.0027	16.36
5	4200	0.0021	-0.0037	17.66
6	4200	0.0024	-0.0038	18.66

Tabla 44.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido -Y – Eje 4

Muro Eje 7 - Sentido -Y				
Paso	Tensión refuerzo longitudinal, fs, [kgf/cm²]	ϵ_s alargamiento	ϵ_c acortamiento	Desplazamiento a nivel de techo [cm]
0	-366	-0.0002	-0.0005	0.00
1	719	0.0003	-0.0013	4.96
2	1654	0.0008	-0.0017	8.97
3	2351	0.0011	-0.0020	11.86
4	2711	0.0013	-0.0036	13.36
5	3426	0.0016	-0.0042	16.36
6	4010	0.0019	-0.0051	18.66

Tabla 45.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido -Y – Eje 7

De la Tabla 44 se puede ver que el hormigón del muro del eje 4 alcanza su resistencia máxima a los 12 [cm] de desplazamiento de techo y su deformación de rotura a los 18.66 [cm] de desplazamiento de techo.

De la Tabla 45 se puede ver que el hormigón del muro del eje 7 alcanza su resistencia máxima a los 12 [cm] de desplazamiento de techo y su deformación de rotura a los 16 [cm] de desplazamiento de techo.

Al cambiar el sentido de la fuerza incremental, comprimiendo el ala del muro del eje 4, se obtienen los valores de esfuerzo en la armadura traccionada, deformación unitaria del acero y el desplazamiento a nivel de techo asociado mostrados en la Tabla 46 y Tabla 47:

Muro Eje 4 - Sentido Y				
Paso	Tensión refuerzo longitudinal, fs, [kgf/cm²]	ϵ_s alargamiento	ϵ_c acortamiento	Desplazamiento a nivel de techo [cm]
0	-703	-0.0003	-0.0001	0.00
1	907	0.0004	-0.0004	-3.67
2	2330	0.0011	-0.0005	-7.17
3	3138	0.0015	-0.0005	-10.67
4	3706	0.0018	-0.0006	-14.17
5	4086	0.0020	-0.0006	-17.67
6	4200	0.0021	-0.0006	-21.17
7	4200	0.0026	-0.0006	-24.67

Tabla 46.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido Y – Eje 4

Muro Eje 7 - Sentido Y				
Paso	Tensión refuerzo longitudinal, fs, [kgf/cm²]	ϵ_s alargamiento	ϵ_c acortamiento	Desplazamiento a nivel de techo [cm]
0	-1412	-0.0007	-0.0002	0.00
1	365	0.0002	-0.0006	-3.67
2	2002	0.0010	-0.0010	-7.17
3	3296	0.0016	-0.0013	-10.67
4	4200	0.0023	-0.0016	-14.17
5	4200	0.0029	-0.0019	-17.67
6	4200	0.0034	-0.0030	-21.17
7	4200	0.0039	-0.0039	-24.67

Tabla 47.- Esfuerzos, deformación unitaria y desplazamiento de techo en sentido Y – Eje 7

En la Tabla 46 se puede ver que las deformaciones en el ala comprimida del muro del eje 4 son muy bajas y que el acero del ala traccionada fluye a los 17.6 [cm] de desplazamiento a nivel de techo, sin embargo las deformaciones unitarias del acero no llegan al 0.02, valor asociado al estado límite de “Inicio del pandeo de las barras longitudinales”, de la Sección 3.6.4.2, para un hormigón sin confinamiento.

Por otro lado, en la Tabla 47, se puede ver que las deformaciones unitarias del hormigón son mucho menores que las de la Tabla 45, producto de la concentración de tensiones en la zona cercana a la abertura del subterráneo, con valores de acortamiento unitario de 0.0051 y un desplazamiento de techo de 18.66 [cm] al comprimir el borde de muro en el sentido del vano, contra un acortamiento unitario de 0.0039 y un desplazamiento de techo de 24.67 [cm] al comprimir el borde de muro en el sentido contrario.

En la Figura 113 se muestra la relación desplazamiento lateral del techo versus corte basal calculado con el análisis incremental, para ambos sentidos, indicando las fallas observadas en el modelo y correlacionándolas con las fallas observadas en terreno:

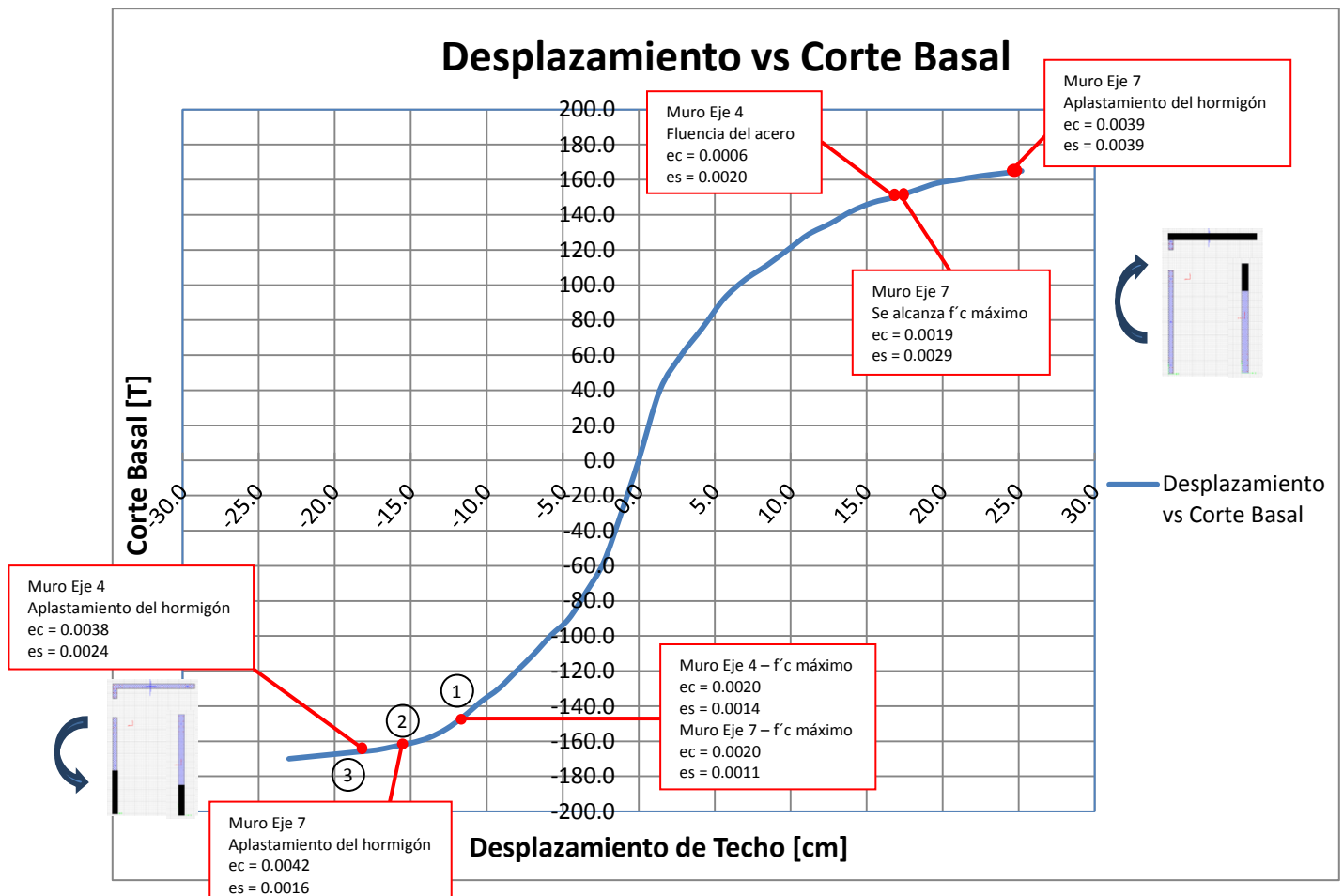


Figura 113.- Deformación versus corte basal

Para el caso del análisis en sentido $-Y$, en ambos muros el hormigón alcanza su resistencia máxima a compresión a los 12 [cm] de desplazamiento de techo. Luego, producto de la concentración de tensiones producida por el vano en el subterráneo, en el muro del eje 7 se alcanza el acortamiento último del hormigón a los 16 [cm] de desplazamiento de techo.

Por otro lado, en el sentido de análisis Y , el muro del eje 4 tiene un comportamiento más dúctil, con mayores deformaciones en el acero traccionado, aunque sin llegar al estado límite definido para el “inicio del pandeo de las barras longitudinales”, y con bajas deformaciones en el ala comprimida. Mientras que en el muro del eje 7 se alcanza la resistencia máxima a compresión en el hormigón y su acortamiento unitario último a mayores desplazamientos en el techo que para el sentido $-Y$.

La Figura 114 muestra las fallas indicadas en el punto 3 del gráfico de desplazamiento lateral del techo versus corte basal:

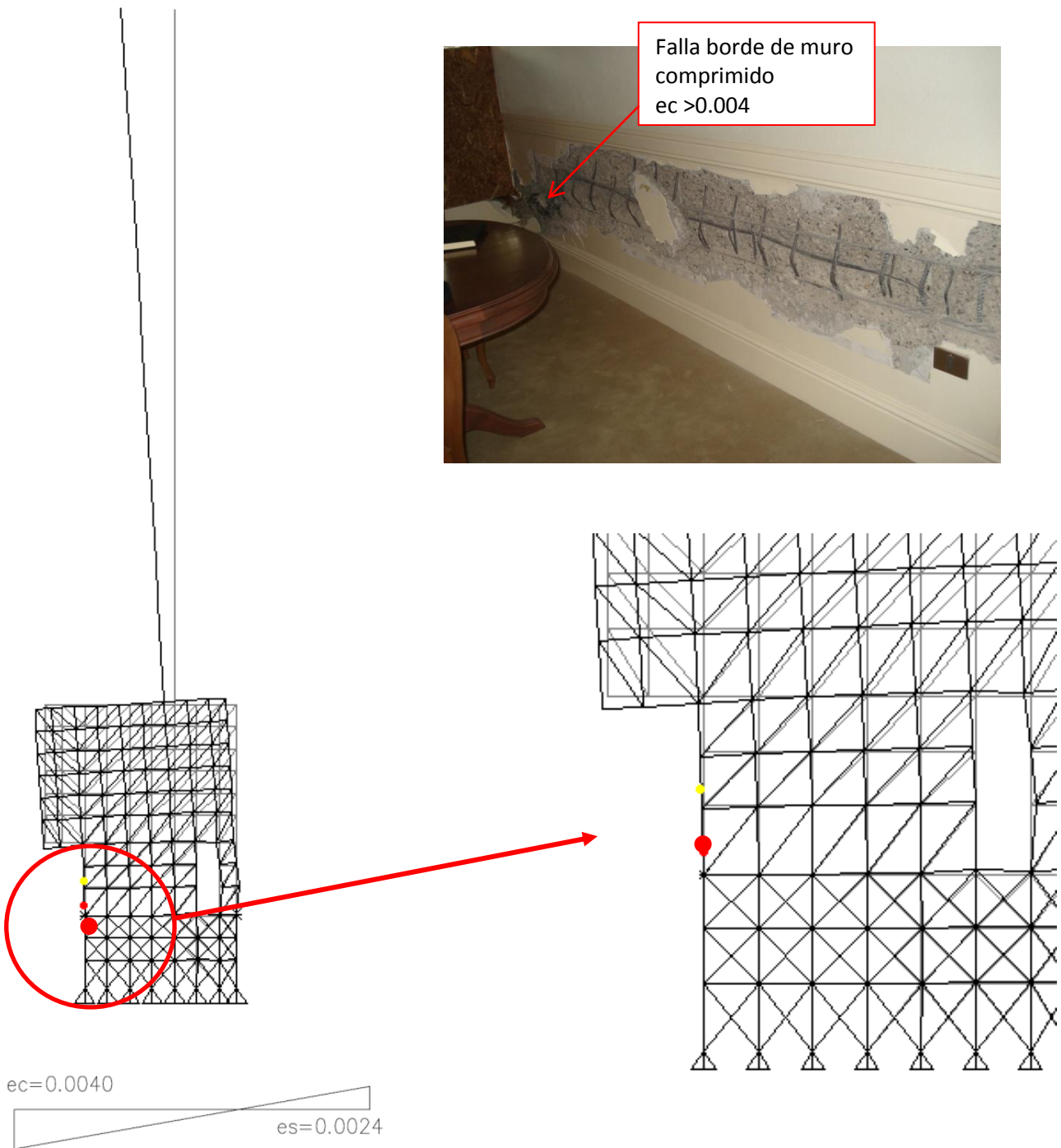


Figura 114.- Falla en borde libre comprimido – Muro eje 4

En la Figura 115 se muestran las fallas indicadas en el punto 2 del gráfico de desplazamiento lateral del techo versus corte basal:

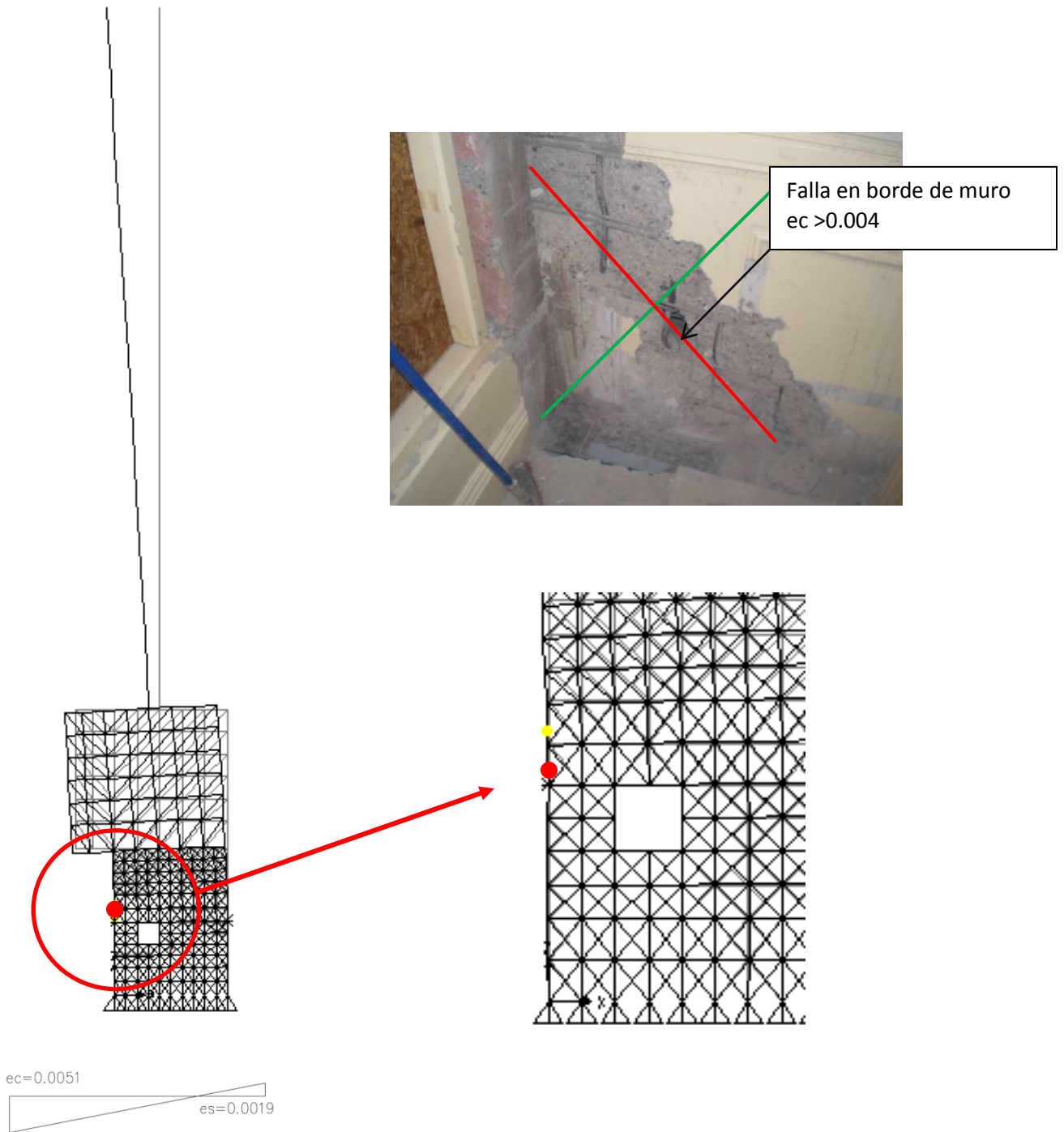


Figura 115.- Falla en borde libre comprimido – Muro eje 7

6. Conclusiones

De los resultados de los análisis realizados y las fallas ocurridas, mostradas en las diferentes fotos, se pueden sacar algunas conclusiones y proponer una explicación para dichas fallas:

Para un suelo tipo B los muros del edificio satisfacen la resistencia a flexión y corte exigido en la norma NCh433.Of96, sin embargo, el muro del Eje 4 requeriría elementos especiales de borde según la norma NCh433.Of1996 Mod.2009, modificada por el decreto D.S.60. El muro del Eje 7 no requiere confinamiento. En ambos muros se supera el valor límite de carga axial de 0.35 f'c.

Los muros de fachada no cumplen con la resistencia al corte, consistente con las grietas y daños ocurridos en ellos.

Calculando el desplazamiento en el techo que produce la fluencia en los muros, amplificando las deformaciones elásticas por la sobre resistencia a flexión en sus bases (Sección 3.6), se deduce que los muros de los ejes 4 y 7 fluirían a 7.1 [cm] y 7.4 [cm], respectivamente, no pudiendo ingresar en el rango no lineal de respuesta. Según la norma NCh433.Of96 y el decreto D.S.61, para un suelo tipo B, el desplazamiento de diseño sería de 12.15 [cm], por lo tanto, los muros no satisfacen la capacidad de deformación requerida por la norma. El Anexo B de la norma NCh433.Of96 permitía no aplicar las disposiciones de ACI318-95 respecto a elementos de bordes en muros.

Para un suelo tipo D, la demanda de desplazamientos en el techo es del orden de dos veces las obtenidas para un suelo tipo B (23.75 [cm] versus 12.15 [cm]), por consiguiente y de acuerdo a la norma NCh433.Of1996 Mod 2009, habría sido necesario confinar los bordes de ambos muros con elementos especiales de borde.

Un análisis con un modelo puntal tensor (Sección 5) detecta que en el muro del Eje 4 alcanza el acortamiento último del hormigón en el borde del muro en el primer piso a un desplazamiento en el techo de 18 [cm], equivalente al 0.5% de su altura, mayor que 7.1 [cm] obtenido en la Sección 3.6.5.3.

La abertura en el subterráneo cerca del borde del muro del Eje 7, disminuye su capacidad de deformación en el sentido de análisis que comprime la sección (-Y). El acortamiento último del hormigón se alcanza a un desplazamiento en el techo de 16 [cm], equivalente al 0.45% de su altura, menor que 24.5 [cm], 0.70% de la altura, calculados para el sentido contrario de deformación (Y).

Se puede concluir que el desplazamiento en el techo producido por el sismo superó la capacidad de desplazamiento de ambos muros. La abertura en el subterráneo en el borde del muro del Eje 7, produjo una zona de concentración de esfuerzos, fallando por compresión del hormigón a un desplazamiento en el techo de 16[cm].

No se encontró una explicación para los daños en el alma del muro del Eje 4, donde se perdió el recubrimiento y se pandearon las barras verticales a lo largo de toda su extensión.

7. Referencias

Aguirre C., Pérez P., “Microzonificación de los sectores planos de Viña del Mar basada en la amplificación del movimiento del Suelo”, Universidad Técnica Federico Santa María.

American Concrete Institute (ACI). (1995, 2005, 2008). “Building Code Requirements for Structural Concrete.” ACI 318-95, ACI 318-05, ACI318-08, Farmington Hills, Michigan, Estados Unidos.

Bohl A., Adebar P., (2011). “Plastic hinge lengths in high-rise concrete shear walls”, American Concrete Institute Structural Journal, Technical Paper, Title no 108-S15.

Bonelli, P., Restrepo, J., Alarcón G., (2010), “Observaciones de Daños en Edificios de Hormigón Armado Producidos por el Terremoto de Chile Central, 27 de Febrero de 2010”, XXXIV Jornadas Sul-Americanas de Ingeniería Estructural (2010), San Juan, Argentina

Decreto Supremo D.S. 60, “Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga Decreto N°118, de 2010”, Santiago, Chile.

Decreto Supremo D.S.61, “Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga Decreto N°117, de 2010”, Santiago, Chile.

Galdames, A., Saragoni G. R., “Influencia del posible movimiento de la falla Marga Marga en el daño de edificios altos de Viña del Mar en el terremoto de Chile de 1985”, Universidad de Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN), (1996), “Diseño Sísmico de Edificios” NCh433.Of.96 Mod 2009, Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN), (1996), “Diseño de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso” NCh1537.Of.2009, Santiago, Chile.

Kent, D.C., Park, R., (1971). “Flexural members with confined concrete.”, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.

Lu, Y., Panagiotou, M., Koutromanos, I., “Three- dimensional beam – truss model for reinforced concrete walls and slabs subjected to cyclic static or dynamic loading”, PEER 2014/18.

Mohammadreza, M., Koutromanos, I., Panagiotou, M., “Analysis of shear-dominated RC columns using the nonlinear truss analogy”. Instituto Politécnico y Universidad de Virginia, Blacksburg, Estados Unidos.

Orakcal, K., Wallace, J., (2002), “ACI 318-99 Provisions for seismic design of structural walls”

Park, R., Paulay, T., (1988), “Estructuras de Concreto Reforzado”, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.

Restrepo, J., (2009), "Criterios Para el Cálculo del Refuerzo Transversal Elementos de Diseño por Desempeño", Universidad Técnica Federico Santa María, Chile.

Thorson R., (1999) "La falla geológica del Marga Marga". Universidad Técnica Federico Santa María.

8. ANEXOS

A. Resultados del Análisis Sísmico – Verificación NCh433.Of.96 Mod. 2009

Razones de Masa de Participación Modal													
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.577	0.0	65.7	0.0	0.0	65.7	0.0	93.5	0.0	4.2	93.5	0.0	4.2
2	0.548	49.2	1.2	0.0	49.2	66.9	0.0	1.9	68.5	21.0	95.4	68.5	25.2
3	0.351	22.8	2.4	0.0	72.1	69.4	0.0	3.5	31.0	45.9	98.9	99.4	71.2
4	0.148	7.0	2.7	0.0	79.1	72.1	0.0	0.0	0.1	4.9	98.9	99.5	76.0
5	0.127	5.1	11.7	0.0	84.2	83.8	0.0	0.6	0.1	0.0	99.5	99.6	76.0
6	0.091	2.2	2.8	0.0	86.4	86.6	0.0	0.2	0.0	11.8	99.6	99.7	87.8
7	0.072	2.7	0.8	0.0	89.1	87.4	0.0	0.1	0.1	1.0	99.7	99.8	88.8
8	0.059	1.5	3.5	0.0	90.6	90.9	0.0	0.2	0.1	0.3	99.9	99.9	89.1
9	0.046	1.2	0.1	0.0	91.8	91.0	0.0	0.0	0.0	1.0	99.9	99.9	90.1
10	0.044	0.8	1.7	0.0	92.5	92.7	0.0	0.0	0.0	2.8	99.9	99.9	92.9
11	0.038	0.7	1.6	0.0	93.2	94.3	0.0	0.0	0.0	0.3	99.9	99.9	93.2
12	0.033	0.9	0.1	0.0	94.1	94.4	0.0	0.0	0.0	0.3	99.9	99.9	93.5
13	0.028	0.2	1.1	0.0	94.3	95.5	0.0	0.0	0.0	1.1	100.0	99.9	94.6
14	0.027	0.4	0.7	0.0	94.7	96.2	0.0	0.0	0.0	0.4	100.0	100.0	95.0
15	0.026	0.6	0.0	0.0	95.3	96.2	0.0	0.0	0.0	0.2	100.0	100.0	95.1

Tabla A-1.- Razones de masa de participación modal

Corte por Piso								
Story	Load	Loc	P [T]	VX [T]	VY [T]	T [T]	MX [T-m]	MY [T-m]
SM	SX	Top	0	32.7	13.4	360.8	0.0	0.0
SM	SX	Bottom	0	32.7	13.4	360.8	40.2	98.0
SM	SY	Top	0	14.9	35.5	294.3	0.0	0.0
SM	SY	Bottom	0	14.9	35.5	294.3	106.6	44.7
C13	SX	Top	0	310.6	109.7	4337.6	40.2	98.0
C13	SX	Bottom	0	310.6	109.7	4337.6	311.1	898.3
C13	SY	Top	0	121.3	341.5	4135.0	106.6	44.7
C13	SY	Bottom	0	121.3	341.5	4135.0	986.7	356.9
C12	SX	Top	0	624.1	208.7	9219.7	311.1	898.3
C12	SX	Bottom	0	624.1	208.7	9219.7	841.4	2506.4
C12	SY	Top	0	219.3	679.5	8555.2	986.7	356.9
C12	SY	Bottom	0	219.3	679.5	8555.2	2738.0	920.4
C11	SX	Top	0	905.7	281.1	13748.4	841.4	2506.4
C11	SX	Bottom	0	905.7	281.1	13748.4	1553.2	4836.9
C11	SY	Top	0	287.9	977.1	12501.8	2738.0	920.4
C11	SY	Bottom	0	287.9	977.1	12501.8	5252.7	1655.9
C10	SX	Top	0	1154.6	328.8	17822.0	1553.2	4836.9
C10	SX	Bottom	0	1154.6	328.8	17822.0	2378.6	7801.6
C10	SY	Top	0	330.7	1235.1	15964.4	5252.7	1655.9
C10	SY	Bottom	0	330.7	1235.1	15964.4	8423.5	2492.1
C09	SX	Top	0	1374.0	357.8	21448.6	2378.6	7801.6
C09	SX	Bottom	0	1374.0	357.8	21448.6	3262.3	11319.2
C09	SY	Top	0	353.8	1458.5	19003.8	8423.5	2492.1
C09	SY	Bottom	0	353.8	1458.5	19003.8	12154.7	3370.6
C08	SX	Top	0	1567.4	376.4	24648.9	3262.3	11319.2
C08	SX	Bottom	0	1567.4	376.4	24648.9	4165.6	15317.3
C08	SY	Top	0	366.6	1652.9	21676.4	12154.7	3370.6
C08	SY	Bottom	0	366.6	1652.9	21676.4	16363.9	4250.6
C07	SX	Top	0	1737.9	394.3	27442.3	4165.6	15317.3
C07	SX	Bottom	0	1737.9	394.3	27442.3	5070.4	19731.4
C07	SY	Top	0	380.1	1822.7	24025.8	16363.9	4250.6
C07	SY	Bottom	0	380.1	1822.7	24025.8	20982.0	5113.5
C06	SX	Top	0	1887.4	418.4	29840.0	5070.4	19731.4
C06	SX	Bottom	0	1887.4	418.4	29840.0	5978.9	24504.5
C06	SY	Top	0	402.6	1970.8	26079.8	20982.0	5113.5
C06	SY	Bottom	0	402.6	1970.8	26079.8	25949.3	5963.7
C05	SX	Top	0	2016.5	451.2	31846.3	5978.9	24504.5
C05	SX	Bottom	0	2016.5	451.2	31846.3	6909.0	29583.8
C05	SY	Top	0	437.1	2098.4	27846.4	25949.3	5963.7

C05	SY	Bottom	0	437.1	2098.4	27846.4	31213.3	6824.3
C04	SX	Top	0	2124.4	490.2	33462.8	6909.0	29583.8
C04	SX	Bottom	0	2124.4	490.2	33462.8	7887.0	34918.0
C04	SY	Top	0	480.3	2205.0	29314.3	31213.3	6824.3
C04	SY	Bottom	0	480.3	2205.0	29314.3	36724.6	7729.5
C03	SX	Top	0	2209.2	530.0	34691.5	7887.0	34918.0
C03	SX	Bottom	0	2209.2	530.0	34691.5	8937.6	40455.5
C03	SY	Top	0	525.4	2288.4	30470.2	36724.6	7729.5
C03	SY	Bottom	0	525.4	2288.4	30470.2	42433.7	8712.8
C02	SX	Top	0	2268.7	564.2	35541.1	8937.6	40455.5
C02	SX	Bottom	0	2268.7	564.2	35541.1	10075.5	46142.7
C02	SY	Top	0	563.9	2347.0	31311.1	42433.7	8712.8
C02	SY	Bottom	0	563.9	2347.0	31311.1	48289.8	9795.2
C01	SX	Top	0	2301.0	586.1	36004.3	10075.6	46142.7
C01	SX	Bottom	0	2301.0	586.1	36004.3	11356.7	52193.3
C01	SY	Top	0	587.7	2379.1	31804.3	48289.7	9795.2
C01	SY	Bottom	0	587.7	2379.1	31804.3	54517.4	11033.8
S01	SX	Top	0	2307.5	593.5	36132.2	11356.7	52193.3
S01	SX	Bottom	0	2307.5	593.5	36132.2	12687.8	58176.7
S01	SY	Top	0	593.5	2388.1	31963.7	54517.4	11033.8
S01	SY	Bottom	0	593.5	2388.1	31963.7	60682.5	12332.6

Tabla A-2.- Corte por piso

Razones de Masa de Participación Modal													
Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumR X	SumRY	SumRZ
1	0.747	52.1	2.6	0.0	52.1	2.6	0.0	3.9	77.9	11.3	3.9	77.9	11.3
2	0.621	6.9	53.8	0.0	58.9	56.4	0.0	80.5	10.4	5.4	84.4	88.3	16.7
3	0.375	6.5	9.0	0.0	65.5	65.4	0.0	13.6	9.8	52.2	98.0	98.1	68.9
4	0.185	12.4	1.7	0.0	77.9	67.1	0.0	0.1	1.1	3.5	98.1	99.2	72.4
5	0.143	4.0	12.1	0.0	81.9	79.2	0.0	1.1	0.2	1.5	99.2	99.4	73.9
6	0.095	0.4	4.6	0.0	82.3	83.8	0.0	0.4	0.0	13.6	99.6	99.4	87.4
7	0.085	5.6	1.4	0.0	87.9	85.2	0.0	0.1	0.3	0.1	99.7	99.7	87.6
8	0.066	1.7	4.0	0.0	89.5	89.3	0.0	0.2	0.1	0.9	99.8	99.8	88.4
9	0.055	1.8	0.1	0.0	91.3	89.4	0.0	0.0	0.0	0.9	99.9	99.9	89.3
10	0.045	0.7	2.0	0.0	92.0	91.3	0.0	0.1	0.0	3.3	99.9	99.9	92.6
11	0.042	0.8	2.1	0.0	92.8	93.4	0.0	0.0	0.0	0.2	99.9	99.9	92.8
12	0.039	0.3	0.2	0.0	93.1	93.6	0.0	0.0	0.0	0.2	99.9	99.9	93.0
13	0.032	0.5	0.1	0.0	93.6	93.7	0.0	0.0	0.0	0.1	99.9	99.9	93.1
14	0.031	0.1	0.1	0.0	93.7	93.8	0.0	0.0	0.0	0.3	99.9	99.9	93.4
15	0.030	0.3	1.1	0.0	94.0	95.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0	99.9	93.5

Tabla B-1.- Razones de masa de participación modal

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
SM	SX	Top	0.0	8.1	5.1	11172.0	0.0	0.0
SM	SX	Bottom	0.0	8.9	5.7	12349.8	1628.0	2544.1
SM	SY	Top	0.0	5.0	11.3	7973.6	0.0	0.0
SM	SY	Bottom	0.0	5.5	12.6	8452.2	3573.1	1571.5
C13	SX	Top	0.0	89.8	41.1	90869.2	1628.0	2544.1
C13	SX	Bottom	0.0	94.8	43.2	95344.8	12377.6	26341.1
C13	SY	Top	0.0	45.0	109.1	116770.0	3572.9	1571.4
C13	SY	Bottom	0.0	47.8	115.2	123875.5	32445.1	13519.1
C12	SX	Top	0.0	186.0	81.5	183155.6	12377.6	26341.1
C12	SX	Bottom	0.0	191.2	83.4	187719.1	33547.5	74960.7
C12	SY	Top	0.0	89.5	223.5	248524.1	32445.1	13519.1
C12	SY	Bottom	0.0	92.0	229.0	257188.5	90774.2	36885.9
C11	SX	Top	0.0	272.9	117.1	267564.9	33547.4	74960.6
C11	SX	Bottom	0.0	277.4	118.7	271799.4	63790.0	145806.7
C11	SY	Top	0.0	128.6	327.0	369106.5	90773.5	36885.7
C11	SY	Bottom	0.0	130.7	331.9	376695.4	175660.0	70199.0
C10	SX	Top	0.0	349.2	148.0	342800.9	63789.9	145806.6
C10	SX	Bottom	0.0	353.2	149.4	346622.3	101849.9	236090.6
C10	SY	Top	0.0	162.4	418.3	475028.0	175659.3	70198.8
C10	SY	Bottom	0.0	164.2	422.6	481629.5	283918.1	112019.7
C09	SX	Top	0.0	415.9	174.8	409090.1	101849.8	236090.5
C09	SX	Bottom	0.0	419.4	176.0	412460.0	146628.9	343234.6
C09	SY	Top	0.0	191.5	498.1	567410.3	283917.3	112019.5
C09	SY	Bottom	0.0	193.1	501.8	573113.1	412510.3	161104.7
C08	SX	Top	0.0	473.8	197.9	466952.7	146628.8	343234.4
C08	SX	Bottom	0.0	476.8	199.0	469856.4	197169.8	464918.7
C08	SY	Top	0.0	216.9	567.4	647678.6	412509.6	161104.5
C08	SY	Bottom	0.0	218.2	570.5	652551.9	558647.9	216413.6
C07	SX	Top	0.0	523.4	217.9	516646.7	197169.8	464918.6
C07	SX	Bottom	0.0	525.9	218.8	519087.6	252603.8	598955.5
C07	SY	Top	0.0	238.7	626.4	716472.4	558647.1	216413.4
C07	SY	Bottom	0.0	239.9	629.1	720568.2	719673.7	277025.1
C06	SX	Top	0.0	565.5	235.1	558933.6	252603.7	598955.4
C06	SX	Bottom	0.0	567.9	235.9	561174.6	312199.8	743433.5
C06	SY	Top	0.0	257.5	676.3	775030.2	719673.1	277024.9
C06	SY	Bottom	0.0	258.5	678.7	779084.4	893219.9	342138.8
C05	SX	Top	0.0	600.6	249.8	594374.4	312199.7	743433.4
C05	SX	Bottom	0.0	602.5	250.4	596150.6	375292.3	896501.1
C05	SY	Top	0.0	273.3	717.4	824370.9	893219.3	342138.7
C05	SY	Bottom	0.0	274.2	719.2	827626.8	1076998.2	411007.6

C04	SX	Top	0.0	627.9	261.7	622463.9	375292.2	896501.0
C04	SX	Bottom	0.0	629.3	262.2	623812.6	441210.0	1056223.2
C04	SY	Top	0.0	286.0	749.0	863337.7	1076997.6	411007.4
C04	SY	Bottom	0.0	286.7	750.4	865871.3	1268656.7	482888.5
C03	SX	Top	0.0	648.4	271.1	641375.6	441209.9	1056223.1
C03	SX	Bottom	0.0	649.5	271.5	642458.5	509383.5	1220963.2
C03	SY	Top	0.0	295.9	772.7	889091.3	1268656.2	482888.3
C03	SY	Bottom	0.0	296.5	773.8	891330.0	1466212.5	557136.3
C02	SX	Top	0.0	662.3	277.9	654507.7	509383.5	1220963.1
C02	SX	Bottom	0.0	662.9	278.2	655195.3	579233.0	1389152.2
C02	SY	Top	0.0	302.9	788.8	907603.2	1466212.2	557136.2
C02	SY	Bottom	0.0	303.2	789.4	909084.5	1667778.4	633109.9
C01	SX	Top	0.0	669.3	281.6	661695.3	579233.0	1389152.1
C01	SX	Bottom	0.0	669.3	281.6	661725.4	653416.7	1567147.4
C01	SY	Top	0.0	306.6	797.1	918051.2	1667778.0	633109.8
C01	SY	Bottom	0.0	306.6	797.1	918073.8	1880951.7	713753.4
S01	SX	Top	0.0	670.3	282.5	663363.6	653416.7	1567147.4
S01	SX	Bottom	0.0	670.3	282.5	663363.6	726752.8	1742582.0
S01	SY	Top	0.0	307.4	799.0	920857.6	1880951.4	713753.3
S01	SY	Bottom	0.0	307.4	799.0	920857.6	2090981.2	793463.9

Tabla B-2.- Corte por piso