

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Evaluación del Comportamiento de Edificios con
Elementos Postensados en Chile

Por
Rodrigo Andrés Flores Bernal

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

Prof. Guía Juan Carlos González Blacud

Diciembre, 2018

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis Padres Isaac Flores y Berta Bernal por nunca rendirse conmigo, por todo el sacrificio, paciencia, amor y apoyo incondicional entregado.

A mis hermanos, quienes me han acompañado en estos años de estudio.

A mis amigos de la Universidad, Camila, Felipe, Juan, Roly, Bernardo, Diego, Gary, Felpo, Nicolás, Ian, Gisselle y en especial a Ricardo por su gran apoyo en este proceso.

A mis amigos y compañeros de la selección de Karate UV, con los cuales compartimos grandes momentos, en particular a mi Capitana y amiga Loreto Vega y a mi Sensei German Oliveros.

A mi profesor guía, por su apoyo, paciencia y disposición mostrada a lo largo de este proceso.

A todos los profesores que contribuyeron en mi formación como ingeniero a lo largo de estos años.

A mis amigos de la vida por todas las alegrías brindadas.

Índice

1	Descripción del Trabajo	10
1.1	Introducción.....	10
1.2	Objetivos.....	12
1.2.1	Objetivo General	12
1.2.2	Objetivos Específicos	12
1.3	Alcances.....	13
1.4	Metodología.....	14
2	Antecedentes	15
2.1	Efectos de Postensado	15
2.2	Método de Diseño	21
2.2.1	Suposiciones de Diseño para Elementos Postensados	22
2.3	Descripción de Materiales	23
2.3.1	Hormigón.....	23
2.3.2	Armadura de Refuerzo	23
2.3.3	Cable de Acero Postensado.....	23
2.4	Solicitud	24
2.4.1	Combinaciones de Cargas:.....	24
2.4.2	Combinaciones de Cargas para Elementos Postensados.....	24
2.5	Descripción de la Estructura	25
2.5.1	Descripción de los Elementos Estructurales.....	26
3	Análisis de la Estructura.	27
3.1	Modelo de Análisis	27
3.2	Análisis Gravitacional.....	28
3.2.1	Cargas de Peso Propio (D)	28
3.2.2	Sobrecargas de Uso (L)	28
3.3	Análisis Sísmico (E)	29
3.3.1	Parámetros Nch 433 of 96 mod. 2009	29
3.3.2	Espectro de Diseño	29
3.3.3	Períodos con mayor masa translacional equivalente	30
3.3.4	Corte Basal.....	30
3.3.5	Factores de Reducción de Respuesta	31
3.3.6	Corte Basal Reducido	32
3.3.7	Deformación Relativa en el Centro de Masa	33
3.3.8	Desplazamiento lateral de diseño en el techo.	34
4	Diseño Elementos Estructurales.....	36
4.1	Diseño Viga Post-Tensada.....	36
4.1.1	Parámetros generales	36

4.1.2	Número de Cables Postensados	37
4.1.3	Pérdidas del Postensado	38
4.1.4	Número de Cables Postensados Incluyendo las Pérdidas	39
4.1.5	Esfuerzos Admisibles en Cables Postensados.....	39
4.1.6	Resistencia a la Flexión	40
4.1.7	Resistencia al Cortante	42
4.2	Diseño Losa Post-Tensada.....	45
4.2.1	Parámetros generales	45
4.2.2	Numero de Cables Postensados	47
4.2.3	Pérdidas del Postensado	48
4.2.4	Número de Cables Postensados Incluyendo las Pérdidas	48
4.2.5	Esfuerzos Admisibles en Cables Postensados Área tributaria N°2.....	49
4.2.6	Esfuerzos Admisibles en Elementos Postensados.....	50
4.2.7	Deformación a Largo Plazo.....	52
4.2.8	Resistencia a la Flexión	53
4.2.9	Verificación al Punzonamiento	54
4.3	Diseño de Columnas	55
4.3.1	Diseño a Flexo-Compresión.....	55
4.3.2	Verificación al Cortante	57
4.4	Diseño de Muros	59
4.4.1	Diseño a Flexo-Compresión.....	59
4.4.2	Capacidad de Deformación.....	64
4.4.3	Verificación al Cortante	67
5	Análisis no lineal	70
5.1	Análisis pushover	71
5.2	Análisis dinámico tiempo-historia.....	72
5.2.1	Viña del Mar	72
5.2.2	Concepción.....	73
5.2.3	Constitución.....	73
5.3	Modelación en Ruaumoko 2D.....	74
5.3.1	Modelación de Elementos Postensados	75
5.3.2	Reglas de Histéresis.	78
6	Análisis de Resultados.....	80
6.1	Capacidad de Deformación y Resistencia	80
6.2	Desplazamientos.....	81
6.2.1	Desplazamientos Máximos Absolutos	81
6.2.2	Desplazamientos Relativos de Entre Piso (Drift)	83
6.3	Demandas de Momento y Corte	84

6.4	Demandas de Ductilidad	85
7	Conclusiones y Comentarios	97
8	Referencias	98
Anexo A	100
Anexo B	106

Índice de Figuras

Figura 1-1 Primera patente en hormigón pretensado. P.H Jackson patente 126396 (1872). [8].....	10
Figura 1-2 Esfuerzos internos producidos por el postensado. Elaboración propia	11
Figura 2-1 Esfuerzos de tracción y compresión por carga uniformemente distribuida.....	15
Figura 2-2 Diagrama de momento debido a carga distribuida.....	16
Figura 2-3 Esfuerzo en viga de hormigón post-tensada en dirección axial.....	16
Figura 2-4 Diagrama de momento en viga de hormigón post-tensada en dirección axial.....	17
Figura 2-5 Esfuerzo en viga de hormigón post-tensada de manera excéntrica.....	17
Figura 2-6 Diagrama de momento en viga de hormigón post-tensada de manera excéntrica.....	18
Figura 2-7 Diagrama de cuerpo libre producido por la carga balanceada [15].....	19
Figura 2-8 Esfuerzo en viga de hormigón post-tensada con cable parabólico.....	19
Figura 2-9 Momentos producidos por la acción del post tensado y las reacciones hiperestáticas..	20
Figura 2-10 Variación de ϕ para cargas flexo-compresión [3].....	21
Figura 2-11 Planta de la estructura analizada.....	25
Figura 3-1 Modelo de análisis ETABS 2015.....	27
Figura 3-2 Espectro elástico de pseudo aceleración.....	30
Figura 3-3 Espectros de diseño para ambas direcciones de análisis.....	32
Figura 3-4 Drift de entrepiso en ambas direcciones.....	33
Figura 3-5 Desplazamientos de diseño a nivel de techo.....	35
Figura 4-1 Trazado Torón postensado.....	37
Figura 4-2 Distribución de refuerzo longitudinal en vigas.....	42
Figura 4-3 Momentos probables y cortes de diseño en vigas.....	42
Figura 4-4 Diagrama de interacción viga post-tensada.....	43
Figura 4-5 Área tributaria de diseño en dirección X.....	45
Figura 4-6 Área tributaria de diseño en dirección Y.....	46
Figura 4-7 Trazado Torón postensado.....	47
Figura 4-8 Distribución de cables postensados en losa.....	49
Figura 4-9 Esfuerzos admisibles en estado inicial a) fibra superior; b) fibra inferior.....	50
Figura 4-10 Esfuerzos admisibles en servicio a) fibra superior; b) fibra inferior.....	51
Figura 4-11 Deflexiones máximas a largo plazo.....	52
Figura 4-12 Diagrama de Interacción, Columna 80x80.....	56
Figura 4-13 Diagrama de Interacción, Columna 100x100.....	56
Figura 4-14 Momentos probables y cortes de diseño en columnas.....	57
Figura 4-15 Resistencia probable a flexión Columna 80x80.....	58
Figura 4-16 Armadura longitudinal muro M1.....	60
Figura 4-17 Diagrama de interacción muro M1, a) dirección X, b) dirección Y.....	60

Figura 4-18 Armadura longitudinal muro M2.	61
Figura 4-19 Diagrama de interacción muro M2, a) dirección Y, b) dirección X.	61
Figura 4-20 Armadura longitudinal muro M3.	62
Figura 4-21 Diagrama de interacción muro M3, a) dirección Y, b) dirección X.	62
Figura 4-22 Armadura longitudinal muro M4 y M5.	63
Figura 4-23 Diagrama de interacción muros M4 y M5, a) dirección X, b) dirección Y.	63
Figura 4-24 Momento-curvatura del muro M1, a) dirección X, b) dirección Y.	64
Figura 4-25 Momento-curvatura del muro M2, a) dirección Y, b) dirección X.	65
Figura 4-26 Momento-curvatura del muro M3, a) dirección Y, b) dirección X.	65
Figura 4-27 Momento-curvatura del muros M4 y M5, a) dirección X, b) dirección Y.	66
Figura 4-28 Diagrama de Corte muro M1, a) dirección X b) dirección Y.	68
Figura 4-29 Diagrama de Corte muro M2, a) dirección X b) dirección Y.	68
Figura 4-30 Diagrama de Corte muro M3, a) dirección X b) dirección Y.	69
Figura 4-31 Diagrama de Corte muros M4 y M5, a) dirección X.	69
Figura 5-1 Ejes modelados en Ruaumoko 2D.	70
Figura 5-2 Análisis pushover y curva de capacidad [29].	71
Figura 5-3 Registro de aceleraciones, componente E-W, Viña del Mar.	72
Figura 5-4 Registro de aceleraciones, componente 1-L, Concepción.	73
Figura 5-5 Registro de aceleraciones, componente 1-L, Constitución.	73
Figura 5-6 Modelo Ruaumoko 2D, ejes A, B y C.	74
Figura 5-7 Modelo de Giberson.	74
Figura 5-8 Área tributaria N°7, Compresión 215 [Tn].	76
Figura 5-9 Área tributaria N°8 y 9 losa sin capitel, Compresión 310 [Tn].	77
Figura 5-10 Área tributaria N°8 y 9 losa con capitel, Compresión 310 [Tn].	77
Figura 5-11 Histéresis bilineal de Takeda Modificado [5].	78
Figura 5-12 Histéresis trilineal con degradación de SINA [5].	79
Figura 6-1 Detalle de Fluencia de los elementos en los Edificios con y sin postensado.	80
Figura 6-2 Desplazamientos máximos absolutos.	81
Figura 6-3 Curvas de desplazamientos espectral de los 3 registros estudiados.	82
Figura 6-4 Desplazamientos relativos de entre pisos.	83
Figura 6-5 Diagramas de momento del muro M2.	84
Figura 6-6 Diagramas de corte del muro M2.	84
Figura 6-7 Curva de Histéresis muro M2, registró Viña del Mar.	85
Figura 6-8 Curva de Histéresis muro M2, registró Concepción.	85
Figura 6-9 Curva de Histéresis muro M2, registró Constitución.	86
Figura 6-10 Curva de Histéresis muro M1, registró Viña del Mar.	86
Figura 6-11 Curva de Histéresis muro M1, registró Concepción.	86
Figura 6-12 Curva de Histéresis muro M1, registró Constitución.	87

Figura 6-13 Curva de Histéresis muro M4, registró Viña del Mar.....	87
Figura 6-14 Curva de Histéresis muro M4, registró Concepción.....	87
Figura 6-15 Curva de Histéresis muro M4, registró Constitución.....	88
Figura 6-16 Curva de Histéresis columna de 100x100, registró Viña del Mar.....	89
Figura 6-17 Curva de Histéresis columna de 100x100, registró Concepción.....	89
Figura 6-18 Curva de Histéresis columnas de 100x100, registró Constitución.....	90
Figura 6-19 Curva de Histéresis columnas de 80x80, registró Viña del Mar.....	90
Figura 6-20 Curva de Histéresis columnas de 80x80, registró Concepción.....	90
Figura 6-21 Curva de Histéresis columnas de 80x80, registró Constitución.....	91
Figura 6-22 Curva de Histéresis vigas-losas, registró Viña del Mar.....	91
Figura 6-23 Curva de Histéresis vigas-losas, registró Concepción.....	92
Figura 6-24 Curva de Histéresis vigas-losas, registró Constitución.....	92
Figura 6-25 Ubicacion losas L1 y L2 pertenecientes a la Área tributaria N°9.....	93
Figura 6-26 Curva de Histéresis losa entre muros, registró Viña del Mar.....	93
Figura 6-27 Curva de Histéresis losa entre muros, registró Concepción.....	94
Figura 6-28 Curva de Histéresis losa entre muros, registró Constitución.....	94
Figura 6-29 Curva de Histéresis losa entre muro y columna, registró Viña del Mar.....	94
Figura 6-30 Curva de Histéresis losa entre muro y columna, registró Concepción.....	95
Figura 6-31 Curva de Histéresis losa entre muro y columna, registró Constitución.....	95

Índice de Tablas

Tabla 2-1 Factores de reducción según ACI318 – 08 [3].	21
Tabla 3-1 Peso total por elemento.	28
Tabla 3-2 Sobrecarga de Uso.	28
Tabla 3-3 Drift en el centro de masa dirección X e Y.	33
Tabla 3-4 Valores Cd^* .	34
Tabla 3-5 Desplazamiento lateral de diseño máximo en dirección X e Y.	35
Tabla 4-1 Características de la Viga.	36
Tabla 4-2 Propiedades del Hormigón.	36
Tabla 4-3 Propiedades del cable postensado.	36
Tabla 4-4 Fuerza postensado inicial.	37
Tabla 4-5 Tipos de pérdidas postensado.	38
Tabla 4-6 Resumen pérdidas de postensado en vigas.	38
Tabla 4-7 Fuerza postensado final.	39
Tabla 4-8 Resumen de armadura viga a flexión.	41
Tabla 4-9 Características de la Losa área tributaria N°2.	46
Tabla 4-10 Propiedades del Hormigón.	46
Tabla 4-11 Propiedades del cable postensado.	47
Tabla 4-12 Fuerza postensado inicial área tributaria N°2.	47
Tabla 4-13 Resumen pérdidas de postensado área tributaria N°2.	48
Tabla 4-14 Fuerza postensado final.	48
Tabla 4-15 Resumen de armadura losa área tributaria N°2.	54
Tabla 4-16 Verificación punzonamiento.	55
Tabla 4-17 Armadura de refuerzo longitudinal en columnas.	55
Tabla 4-18 Criterio columna fuerte viga débil.	57
Tabla 4-19 Verificación del corte de diseño en columnas.	58
Tabla 4-20 Verificación Carga axial mayorala en la sección.	59
Tabla 4-21 Requerimientos de curvatura.	66
Tabla 4-22 Requerimientos de curvatura.	67
Tabla 5-1 Reacciones hiperestáticas área trinaría N°7.	75
Tabla 5-2 Reacciones hiperestáticas área trinaría N°8.	75
Tabla 5-3 Reacciones hiperestáticas área trinaría N°9.	75
Tabla 6-1 Desplazamientos máximos absolutos.	81
Tabla 6-2 Periodos de los Edificios.	82
Tabla 6-3 Desplazamientos máximos de entre piso.	83
Tabla 6-4 Resumen de demanda de curvatura en muros.	88
Tabla 6-5 Resumen de demanda de curvatura en losa.	96

Capítulo I

1 Descripción del Trabajo

1.1 Introducción

Hoy en día, la expansión y el desarrollo de las ciudades invita a las empresas a innovar en los sistemas constructivos, por lo cual se hace necesario la inclusión de nuevos y efectivos métodos que puedan satisfacer las necesidades que los sistemas tradicionales no pueden proveer, dentro de este mundo de nuevas posibilidades se puede encontrar el uso de elementos postensados, un sistema que ofrece versatilidad en el diseño, disminución de los tiempos y costos de construcción [9].

El postensado es una derivación a lo largo del tiempo de la técnica de pretensado, la cual se remonta a 1886, en este año se realizaron los primeros estudios para mantener unidos bloques de hormigón, el estudio consistía en tratar de mantener unidos bloques de concreto pasando a través de ellos tirantes provistos con roscas en la zona de anclajes. Estos primeros estudios fueron llevados a cabo por P.H. Jackson Ingeniero de San Francisco, California EE.UU, patente 126396 (1872) [8].

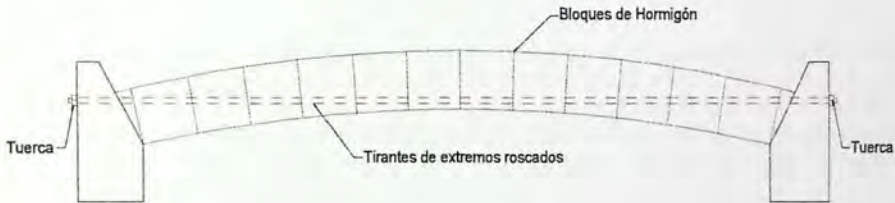


Figura 1-1 Primera patente en hormigón postensado. P.H Jackson patente 126396 (1872). [8]

El método del postensado de elementos estructurales consiste en tensar un conjunto de cables de acero de alta resistencia (torones) luego de que el hormigón ha alcanzado alrededor del 70 - 80% de su resistencia, anclando los torones contra el concreto luego de realizar el esfuerzo de tensión, para ello se utiliza hormigón de alta resistencia, superiores a 30 [MPa] de su resistencia característica

El trazado de los cables de acero generalmente es parabólico, al tensar los cables de acero se generan esfuerzos internos que se oponen al sentido de las solicitaciones de cargas gravitacionales, reduciendo así los efectos de estas.

En la Figura 1.2 se muestran los esfuerzos producidos al interior de un elemento de hormigón al tensar los cables postensado con trayectoria parabólica.

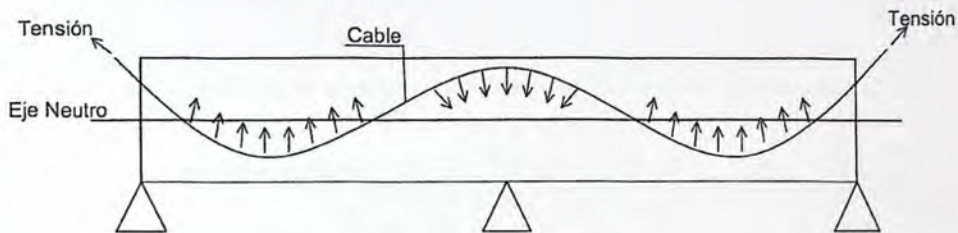


Figura 1-2 Esfuerzos internos producidos por el postensado. Elaboración propia

En Chile las primeras estructuras post-tensadas se dieron en la década de los 90 [6], y desde ese entonces a la fecha se han construido diversas estructuras, dentro de los más icónicos se destacan: Edificio el Golf, Edificio Operación Nacional Claro Chile, Centro Cívico de las Condes, Terminal de Buses P.Montt, Edificio Apoquindo Cruz del Sur, Edificio Corporativo Banco BCI de las Condes, entre otros.

Muchos de los edificios construidos con elementos postensados son en su mayoría edificios de oficinas, debido a que esta técnica permite lograr mayores luces, plantas libres y estructuras más esbeltas, llegando incluso a eliminarse las vigas tradicionales y, por consiguiente, una mayor altura de entrepiso.

Diversas oficinas de cálculo del país, para el análisis y diseño de edificios con elementos postensados ocupan distintos programas, es decir, que para el análisis de un edificio y el diseño de los elementos tradicionales de hormigón armado utilizan programas tales como: ETABS, SAP2000, SAFE. Pero para el análisis y diseño de los elementos postensados se utilizan programas distintos como el ADAPT-Builder, RAM Concept y SAFE, por consiguiente ambos diseños se realizan de forma independientes el uno del otro.

Al ser los análisis independientes no se consideran directamente los efectos generados por el postensado en la estructura, por lo cual este trabajo busca incorporar dicha condición en esta, y así evaluar su comportamiento durante sismos recientes.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Determinar el efecto global y local, de las fuerzas introducidas a un edificio debido a la acción de los elementos postensados y así analizar el comportamiento gravitacional y sísmico de la estructura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Diseñar losas y vigas con elementos postensados según normativa chilena vigente.
- Determinar los esfuerzos internos generados por la acción de los cables postensados en losas y vigas. Especialmente cuando se combinan con las solicitaciones sísmicas.
- Determinar las reacciones hiperestáticas producidas por los esfuerzos internos debido a la acción del postensado y el efecto de ellas en los elementos verticales.
- Realizar un análisis pushover para evaluar el comportamiento general de la estructura. Identificar el mecanismo de colapso y comparar el comportamiento entre un edificio con y sin elementos postensados.
- Realizar un análisis tiempo historia de la estructura para evaluar y comparar el comportamiento histerético de los elementos verticales y horizontales con y sin postensado.

1.3 Alcances

- La estructura ha analizar es un edificio de oficinas de 11 pisos, la disposición de sus elementos estructurales se realizó en base a un edificio ya existente (Edificio Corporativo Claro Chile, ubicado en Huechuraba, Región Metropolitana), con losas y vigas post-tensadas, con un núcleo rígido y marcos perimetrales.
- Normativa a utilizar:
 - ✓ NCh 1537 Of 2009 (NCh 1537 Of 2009, 2009, 2009), "Diseño Estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso".
 - ✓ NCh 3171 Of.2010, disposiciones generales y combinaciones de carga.
 - ✓ ACI-318-08 (ACI-318-08, 2008), Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario.
 - ✓ NCh 433 Of.1996 Modificada en 2009 (NCh 433 Of 1996 Mod. 2009, 2009), diseño sísmico de edificios.
 - ✓ Decreto Supremo N° 61 (Decreto supremo n° 61, 2010), Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.
 - ✓ Decreto Supremo N° 60 (Decreto Supremo n° 60, 2010), Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado.
- El diseño de la estructura se realizó considerando una zona sísmica 2 y un tipo de suelo D.
- El diseño de vigas y losas post-tensadas será utilizando cables adheridos y armadura de refuerzo tradicional según las indicaciones de [3].
- El diseño de las losas post-tensadas será en 2 direcciones por lo cual estas deberán ser diseñadas como Clase U [3].
- Para realizar el análisis no línea tiempo-historia se utilizarán 3 registros de aceleraciones correspondientes al Terremoto del Maule (Chile, 2010): Constitución, Concepción y Marga-Marga.
- El mecanismo de colapso de la estructura será considerado que las rotulas plásticas en los muros y columnas se formen en la base y para vigas y losas en los extremos.

1.4 Metodología

- La estructura se analizará mediante un modelo tridimensional en el programa ETABS 2015 – Versión 15.2.0.
- Con los resultados obtenidos del análisis realizado en el programa ETABS 2015 se realizará el diseño de los elementos verticales que conforman la estructura, es decir, columnas y muros, utilizando la normativa descrita en los alcances.
- El análisis y diseño gravitacional de los elementos horizontales, es decir, vigas, losas y capiteles, se realizará utilizando el programa ADAPT Builder 2015 el cual es una herramienta de análisis y diseño para estructuras post-tensadas.
- El programa ADAPT Builder 2015 además permitirá obtener los datos requeridos para cuantificar los efectos internos debido a la acción del postensado y también las reacciones hiperestáticas que estos esfuerzos generan.
- Una vez obtenidos los resultados del postensado descritos en el punto anterior, se modelaran dos versiones del edificio de 11 pisos en el programa RUAUMOKO 2D [5], en uno de estos se incorporaran los efectos del postensado y en el otro no. Luego se realiza el análisis no lineal (análisis tiempo historia y análisis pushover) para ambos modelos.
- Finalmente se compara y se analiza el desempeño y comportamiento no-lineal de ambos.

Capítulo II

2 Antecedentes

2.1 Efectos de Postensado

Los efectos del postensado en el hormigón se pueden ver de 2 maneras según [17], la primera es considerar al postensado como un método de control de los esfuerzos en el hormigón, aplicando una carga de compresión antes que alcance su resistencia máxima, de tal modo que las tensiones producidas normalmente por las cargas gravitacionales aplicadas se reduzcan o se eliminen. La segunda es considerar los cables como un medio para introducir cargas equivalentes en un elemento de hormigón, de manera que los efectos de las cargas gravitacionales aplicadas se contrarresten hasta el grado deseado.

Los efectos del postensado se pueden explicar considerando una viga de hormigón de sección transversal rectangular simplemente apoyada en los extremos, que soporta una carga uniformemente distribuida (W) a lo largo de su luz (se desprecia el peso propio del elemento) según [17] y [15].

En la Figura 2-1 se muestran el diagrama de esfuerzos de compresión y tracción en el punto medio de la luz los cuales se determinan con la siguiente expresión:

$$f^t = -\frac{Mc}{I} \quad (2-1)$$

$$f_b = +\frac{Mc}{I} \quad (2-2)$$

Dónde:

- f^t Esfuerzo en la fibra superior
- f_b Esfuerzo en la fibra inferior
- M Momento máximo en el punto medio de la luz
- c La mitad de la altura de la sección rectangular
- I Inercia bruta de la sección

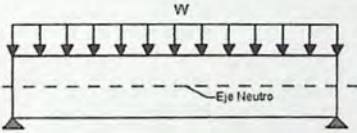
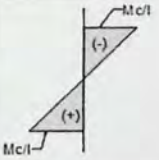

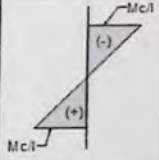
CONDICIÓN	ESFUERZOS DEBIDO A LA CARGA "W"	ESFUERZOS DEBIDO A LA FUERZA "P"	ESFUERZO TOTAL
			

Figura 2-1 Esfuerzos de tracción y compresión por carga uniformemente distribuida.

Mientras que en la Figura 2-2 se muestra el diagrama de momento de la viga, el cual es el clásico para una viga con una carga distribuida.

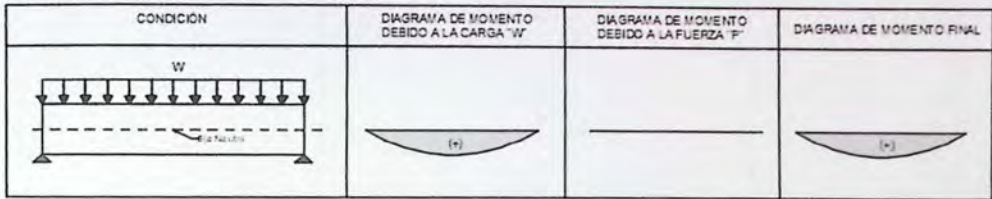


Figura 2-2 Diagrama de momento debido a carga distribuida.

Si se introducen fuerzas axiales (P), a la viga anterior, las cuales corresponden a la fuerza de un cable postensado que en este caso pasa por el eje neutro de la sección, esta fuerza de postensado producirá una compresión axial uniforme en el área de la sección transversal de la viga de hormigón (A), modificando de la siguiente manera los esfuerzos tanto en la parte inferior como superior de la sección:

$$f^t = -\frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} \quad (2-3)$$

$$f_b = -\frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} \quad (2-4)$$

La fuerza P, puede ajustarse en magnitud de manera tal que, al aplicar la carga W, la superposición de los esfuerzos generen un esfuerzo de tensión nulo en la parte inferior de la viga.

En la Figura 2-3 se puede ver de manera gráfica el comportamiento de los esfuerzos en la mitad de la luz.

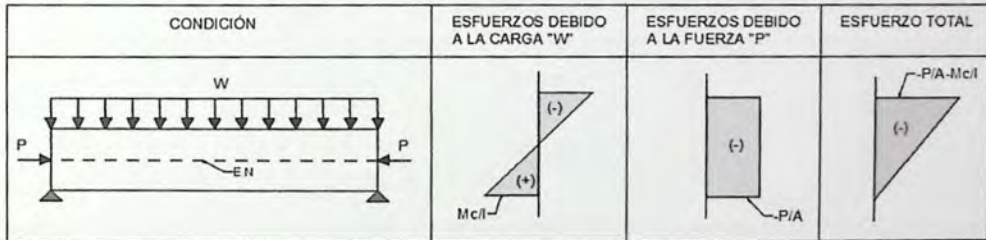


Figura 2-3 Esfuerzo en viga de hormigón post-tensada en dirección axial.

Como se muestra en la Figura 2-4, debido a que el cable postensado pasa por el eje neutro de la sección, este no genera momentos equivalentes contrarios a la acción de la carga W.

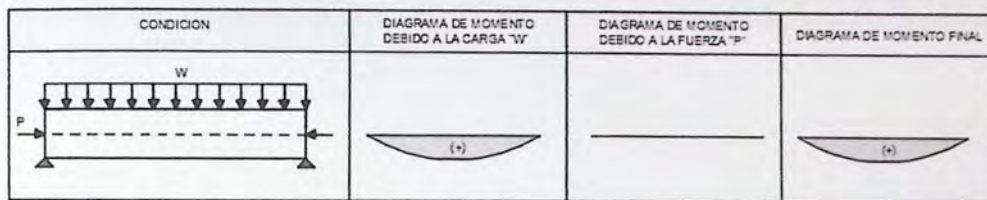


Figura 2-4 Diagrama de momento en viga de hormigón post-tensada en direcciona axial.

Si consideramos la misma fuerza P, pero aplicada con una excentricidad (e) con respecto al eje neutro de la sección, se tendrán mayores fuerzas de compresión en la parte inferior de la viga las cuales disminuirán las tensiones provocadas por la carga W, de esta manera se pueden soportar cargas verticales mayores sin generar tracción en la fibra inferior.

En las ecuaciones 2-5 y 2-6 se puede ver cómo afecta la excentricidad en las fibras superiores e inferiores respectivamente.

$$f^t = -\frac{P}{A} + \frac{Pec}{I} - \frac{Mc}{I} \quad (2-5)$$

$$f_b = -\frac{P}{A} - \frac{Pec}{I} + \frac{Mc}{I} \quad (2-6)$$

Figura 2-5 se pueden ver estos efectos de manera gráfica.

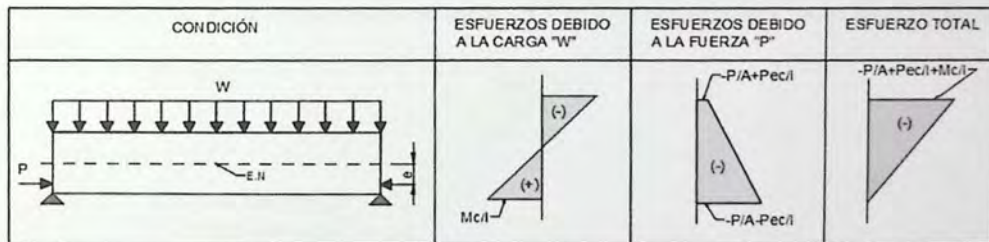


Figura 2-5 Esfuerzo en viga de hormigón post-tensada de manera excéntrica

Además debido a la excentricidad a la cual se aplica la fuerza P se tendrá un momento constante a lo largo del elemento debido a que la trayectoria del cable es recta y horizontal, con esto se contrarrestan los momentos generados en el centro de la viga, sin embargo no se tiene control con los momentos generados en los extremos debido a que no hay cargas verticales que disminuyan su acción, tal como se muestra en la Figura 2-6.

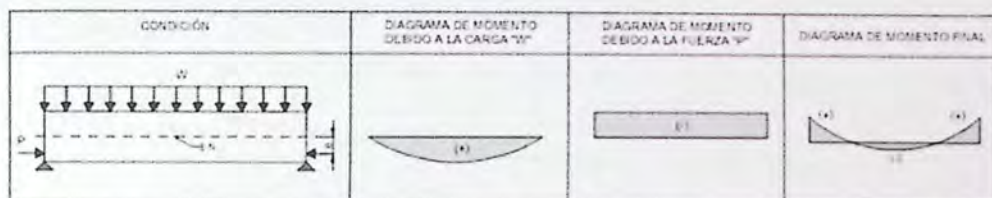


Figura 2-6 Diagrama de momento en viga de hormigón post-tensada de manera excéntrica.

Para controlar los momentos en los extremos se aplica un cable con excentricidad variable, este cable es parabólico, iniciando y finalizando en los extremos de la viga, en el centro de la sección transversal y alcanzando una excentricidad máxima en el centro de la luz de la viga como se muestra en la Figura 2-8, esto provocará que se tenga un buen control de las tensiones en la fibra inferior de la sección.

A su vez el cable genera una carga vertical hacia arriba equivalente a la carga W , de esta manera se contrarresta de manera eficiente el efecto de las cargas verticales a lo largo de la luz de la viga.

Para determinar la carga equivalente proporcionada por el cable parabólico en el presente trabajo se empleó el método de la carga balanceada, el cual permite relacionar de manera efectiva la carga a balancear, la curva parabólica del cable y la fuerza de postensado a través de la siguiente expresión:

$$w_b = \frac{8Pa}{l^2} \quad (2-7)$$

Donde:

- w_b Carga a balancear
- P Fuerza postensado
- a flecha máxima
- l largo de la luz

Cabe mencionar que el diseño de un elemento postensado parte inicialmente con el balanceo de las cargas muertas, donde es aceptable entre un 40% y 80% según [2].

De esta manera, como indica la ecuación 2-7 se pre-dimensiona el número de cables a utilizar.

En la Figura 2-7 muestra un diagrama de cuerpo libre de las fuerzas actuando en una viga postensada con un cable parabólico.

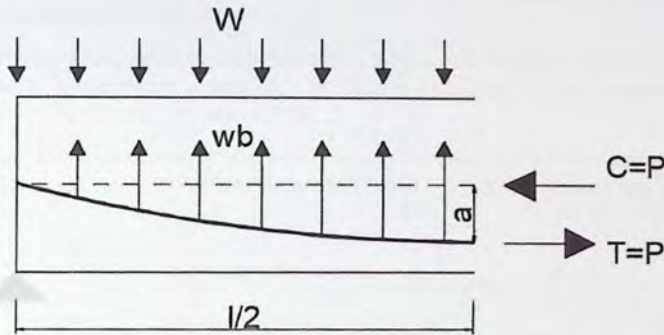


Figura 2-7 Diagrama de cuerpo libre producido por la carga balanceada [15].

Las cargas W y wb son iguales y opuestas, por lo cual se cancelan entre sí y no se produce ninguna tensión de flexión, esto es lo que busca con el método de la carga balanceada, que la compresión (C) y la tracción (T) siempre estén en equilibrio.

Los esfuerzos en el medio de la luz quedaran determinados por las siguientes expresiones:

$$f^t = -\frac{P}{A} + \frac{M_b c}{I} - \frac{M c}{I} \quad (2-8)$$

$$f^b = -\frac{P}{A} - \frac{M_b c}{I} + \frac{M c}{I} \quad (2-9)$$

Donde M_b se puede determinar a partir de la ecuación 2-7

$$M_b = \frac{w_b l^2}{8} \quad (2-10)$$

A continuación se muestra con mayor claridad los diagramas producidos por la acción de un cable parabólico, done e es la flecha en un punto cualquiera a lo largo de la viga.

CONDICIÓN	ESFUERZOS DEBIDO A LA CARGA "W"	ESFUERZOS DEBIDO A LA FUERZA "P"	ESFUERZO TOTAL

Figura 2-8 Esfuerzo en viga de hormigón post-tensada con cable parabólico.

La introducción del cable postensado además de producir los esfuerzos anteriormente mencionados, también produce deformaciones en el elemento sobre el cual se aplican. En el caso de elementos isostáticos, como las figuras anteriores, estos desplazamientos no están restringidos y el elemento se deforma libremente.

En cambio, en las estructuras hiperestáticas no existe esta libre deformación del elemento, por lo cual, aparecen esfuerzos hiperestáticos debidos al postensado, que llevan consigo la aparición de reacciones en los apoyos de los elementos.

A continuación se muestran diagrama donde se pueden ver los momentos hiperestáticos (M_{hiper}) inducidos por las reacciones en los apoyos y los momentos (M_p) producidos por el trazado del cable.

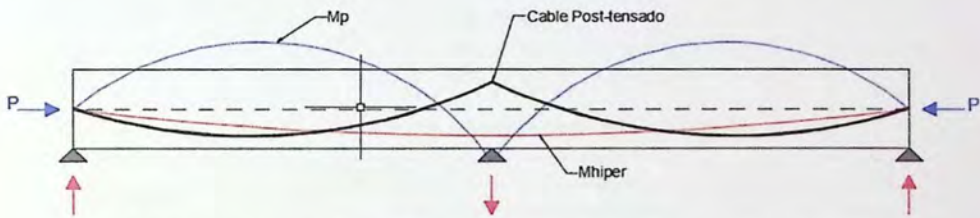


Figura 2-9 Momentos producidos por la acción del postensado y las reacciones hiperestáticas.

2.2 Método de Diseño

Para el diseño de los elementos estructurales de Hormigón armado se emplea el "Método de Diseño por Resistencia Última", el cual considera que el hormigón armado está en un estado de esfuerzos cercanos a la falla, donde alguno de los dos materiales que conforman el hormigón armado estará en su rango inelástico no lineal [3].

Las condiciones que debe cumplir este diseño es que la resistencia de diseño de cualquier elemento estructural debe ser menor o igual al Esfuerzo Último, calculado a partir de las combinaciones de carga. Por lo tanto para un elemento sometido a Momento, Cortante y Carga Axial, las condiciones son las siguientes:

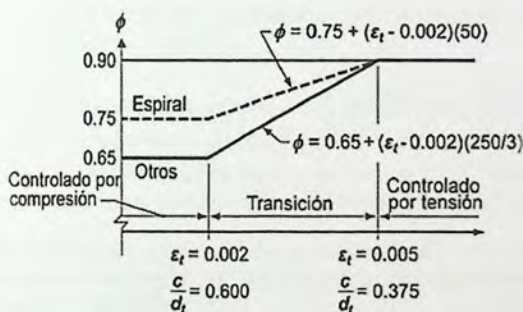
$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Tabla 2-1 Factores de reducción según ACI318 – 08 [3].

Resistencia	Factor ϕ
Flexión	0,90
Cortante Sísmico	0,60
Tracción	0,90
Compresión con refuerzo en espiral	0,75
Compresión con otro tipo de refuerzo	0,65



Interpolación en c/d_t : Espiral $\phi = 0.75 + 0.15[(1/c/d_t) - (5/3)]$

Otros $\phi = 0.65 + 0.25[(1/c/d_t) - (5/3)]$

Figura 2-10 Variación de ϕ para cargas flexo-compresión [3].

2.2.1 Suposiciones de Diseño para Elementos Postensados

A continuación se darán a conocer las disposiciones de diseño y los requisitos de funcionamiento según el código [3], para elementos postensados, unidades en $[kg/cm^2]$.

Los elementos postensados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C en función de f_t correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, calculada para cargas de servicio, de la siguiente forma:

- Clase U: $f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$
- Clase T: $2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3,2\sqrt{f'_c}$
- Clase C: $f_t > 3,2\sqrt{f'_c}$

Los sistemas de losas post-tensadas en dos direcciones deben ser diseñadas como clase U con $f_t \leq 1,6\sqrt{f'_c}$.

Los esfuerzos admisibles para controlar el correcto funcionamiento de los elementos postensados, estos requisitos que se deben cumplir son los siguientes:

Donde f'_{ct} es Resistencia específica a la compresión del concreto al momento del postensado.

Los esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la aplicación del postensado (antes de las pérdidas de postensado que dependen del tiempo).

- a) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, excepto lo permitido en (b), no debe exceder a $0.60f'_{ct}$.
- b) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados no debe exceder a $0.70f'_{ct}$.
- c) Donde los esfuerzos de tracción calculados, f_t excedan de $1,60\sqrt{f'_c}$ en los extremos de elementos simplemente apoyados, o $0,80\sqrt{f'_c}$ en otras ubicaciones, debe colocarse refuerzo adicional adherido (no postensado o postensado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada.

Para los elementos postensados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de postensado) no deben exceder los siguientes valores:

- a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al postensado y a las cargas permanentes en el tiempo, no debe ser mayor que $0.45 f'_c$.
- b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al postensado ya todas las cargas no debe ser mayor que $0.60 f'_c$.

El código [3] también establece esfuerzos admisibles a tracción en los cables postensado, estos no deben exceder:

Donde f_{pu} es la resistencia específica a la tracción del acero postensado y f_{py} es la resistencia específica a la fluencia del acero postensado.

- Debido a la fuerza del gato de postensado $0.94 f_{py}$ pero no mayor que el mínimo entre $0.80 f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del cable postensado o de los dispositivos de anclaje.
- Inmediatamente después de perder de la transferencia del postensado $0.82 f_{py}$ pero no mayor que $0.74 f_{pu}$.
- Tendones de postensados, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia no debe exceder a $0.70 f_{pu}$.

2.3 Descripción de Materiales

2.3.1 Hormigón

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizará un hormigón de alta resistencia G30, las propiedades se presentan a continuación:

• Resistencia Cilíndrica del Hormigón	f'_c	300	$[kg/cm^2]$
• Módulo de Elasticidad	E_c	261540	$[kg/cm^2]$
• Peso Específico	γ	0,0025	$[kg/cm^3]$
• Módulo de Corte	G	108975	$[kg/cm^2]$

2.3.2 Armadura de Refuerzo

El acero de refuerzo es de calidad A63-42H, las propiedades se presentan a continuación:

• Tensión de Fluencia	f_y	4200	$[kg/cm^2]$
• Tensión de Rotura	f_u	6300	$[kg/cm^2]$
• Módulo de Elasticidad	E_s	2000000	$[kg/cm^2]$
• Peso Específico	γ	0,00785	$[kg/cm^3]$
• Módulo de Corte	G	800000	$[kg/cm^2]$

2.3.3 Cable de Acero Postensado

Para el postensado se ocupara cables de acero de grado de acero 270 ksi, norma ASTM A416, las propiedades se presentan a continuación:

• Carga de Ruptura	f_{ro}	26757	$[kg]$
• Carga de Fluencia	f_{fu}	23915	$[kg]$
• Módulo de Elasticidad	E_p	2000000	$[kg/cm^2]$
• Área del Torón	A_t	1,4	$[cm^2]$

2.4 Solicitación

Las solicitaciones de carga consideradas en el diseño de la estructura son las siguientes según [23]:

- Cargas de Peso Propio de la Estructura (D)
- Sobrecargas de Uso en la Estructura (L)
- Cargas Sísmicas (E)

2.4.1 Combinaciones de Cargas:

Las siguientes combinaciones de cargas se ocupan para el análisis y diseño de los elementos estructurales no postensados en el programa ETABS 2015 – Versión 15.2.0.

- COMBO 1 : $1,4D$
- COMBO 2 : $1,2D + 1,6L$
- COMBO 3 : $1,2D + L + 1,4E_x$
- COMBO 4 : $1,2D + L + 1,4E_y$

2.4.2 Combinaciones de Cargas para Elementos Postensados

Las siguientes combinaciones de cargas [31] se ocupan para el análisis y diseño de los elementos estructurales postensados en el programa ADAPT Builder 2015.

- COMBO 1 : $D + L + Post$
- COMBO 2 : $1D + 0,3L + Post$
- COMBO 3 : $1,2D + 1,6L + Hyp$
- COMBO 4 : $1,4D + Hyp$
- COMBO 5 : $1,2D + 1,15Post$

Donde:

- *Post* Fuerzas debidas al Postensado.
- *Hyp* Fuerzas Hiperestáticas producidas por el Postensado.

2.5 Descripción de la Estructura

La estructura a analizar es un edificio de oficinas tipo con elementos postensados, la disposición de sus elementos estructurales se realizó en base a una estructura ya existente (Edificio Corporativo Claro Chile), la estructura está compuesta por marcos y muros estructurales, es decir, por un sistema mixto. El edificio cuenta con 11 pisos iguales cuya distribución de elementos se muestra en la Figura 2-10, con una altura de entre piso de 3 [m], dando una altura total de 33 [m]. La planta estructural es rectangular con un ancho de 40 [m] separado por 6 ejes de 8 [m] cada uno y un largo de 45 [m] separado por 6 ejes de 9 [m] cada uno.

En la siguiente figura se muestra la planta estructural del edificio analizar

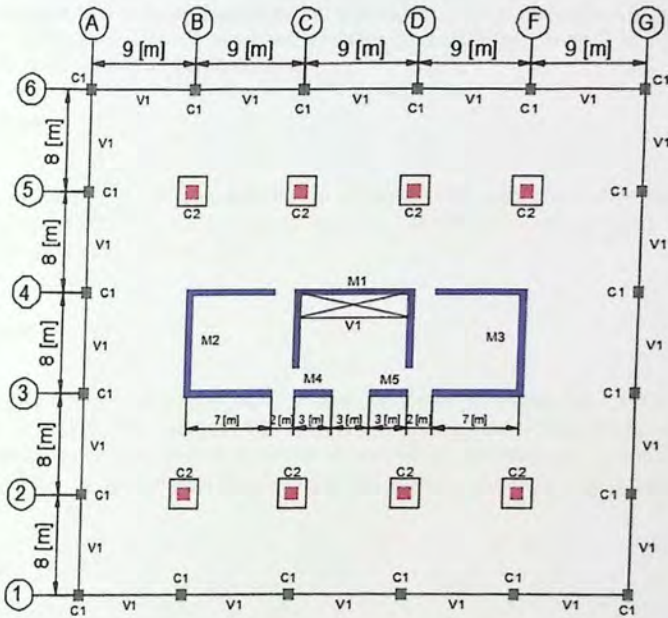


Figura 2-11 Planta de la estructura analizada.

2.5.1 Descripción de los Elementos Estructurales

a) Vigas (V1)

Como se muestra en la Figura 2-10 la estructura cuenta con vigas perimetrales y solo con una viga al interior, todas tienen una sección rectangular de 40x70 [cm], y todas las vigas serán diseñadas con cables de acero postensados y armadura de refuerzo.

b) Losa

La losa abarca toda la planta estructural a excepción de un pequeño espacio de 27 [m²], ubicado entre el muro M1 y V1. La losa tiene un espesor de 20 [cm] y al igual que las vigas, las losas también serán diseñadas como clase U.

c) Capiteles

Los capiteles se ubican alrededor de las columnas interiores (C2), abarcando un área de 9 [m²], estos elementos tienen un espesor de 40 [cm], su diseño se basará en base a las fuerzas de punzonamiento para el presente estudio.

d) Columnas

Dentro de la estructura se pueden encontrar 2 tipos de columnas, las tipo C1 ubicadas en el perímetro de la estructura, y las tipos C2 ubicadas al interior de la estructura, ambos tipos de columnas poseen una sección cuadrada pero de dimensiones distintas, las C1 son de 80x80 [cm] y las C2 de 100x100 [cm]. Ambos tipos de columnas se diseñarán con acero de refuerzo tradicional.

e) Muros

La estructura cuenta con un centro rígido comprendido por 5 tipos de muros tal como muestra la Figura 2-10, donde se tienen 3 muros tipo C y 2 muros rectangulares, todos los muros tienen un espesor de 50 [cm] y al igual que las columnas son diseñados con acero de refuerzo tradicional.

Capítulo III

3 Análisis de la Estructura.

3.1 Modelo de Análisis

El análisis estático y dinámico de la estructura se realiza mediante un modelo tridimensional en el Programa ETABS 2015 – Versión 15.2.0, los resultados obtenidos en este análisis se utilizarán para diseñar los elementos que conforman la estructura según la normativa vigente en Chile.

A continuación en la Figura 3-1 se presenta el modelo de análisis de la estructura

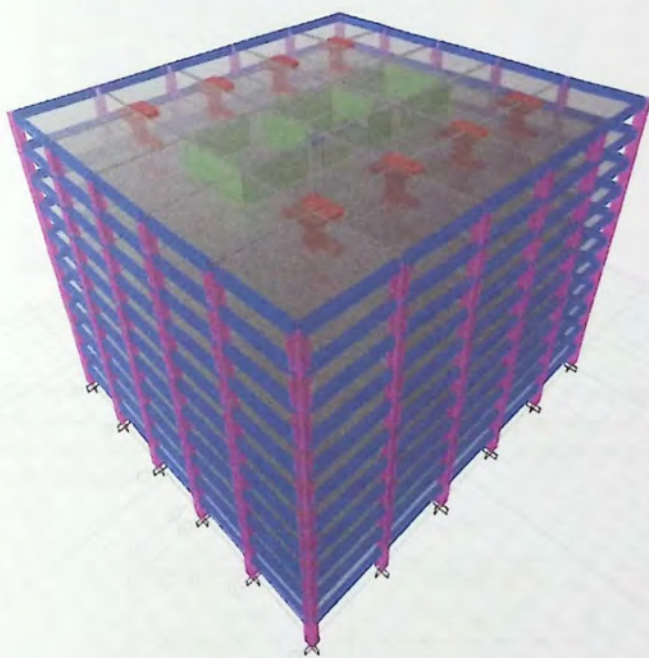


Figura 3-1 Modelo de análisis ETABS 2015.

3.2 Análisis Gravitacional

3.2.1 Cargas de Peso Propio (D)

Las cargas de peso propio o cargas permanentes serán aquellas en que su variación en el tiempo es despreciable comparado con sus valores medios. Se consideró para este efecto las recomendaciones de la NCh1537 of 2009 [22], en relación al uso de la estructura, de acuerdo a los siguientes ítems:

Tabla 3-1 Peso total por elemento.

Elementos	Material	Total Peso [Tn]
Vigas	Hormigón Armado	1248,8
Losas	Hormigón Armado	9900
Capiteles	Hormigón Armado	792
Columnas	Hormigón Armado	1716
Muros	Hormigón Armado	2928,75
Total		16585,55

Se asigna un peso propio adicional de 200 [k_g/m^2] para así contemplar los materiales de terminación (pavimentos, estucos, tabiques, etc.).

3.2.2 Sobrecargas de Uso (L)

Acción variable en el tiempo que se determina por la función y uso del edificio. Presenta variaciones frecuentes o continuas, no despreciables en relación a sus valores medios. Se consideró para este efecto las recomendaciones de la NCh1537 of 2009 [22], en relación al uso de la estructura, de acuerdo a los siguientes ítems:

Tabla 3-2 Sobrecarga de Uso.

Descripción de Uso	Carga de uso
Planta	250 k_g/m^2
Techo	150 k_g/m^2

3.3 Análisis Sísmico (E)

Para el análisis sísmico se considera a la estructura ubicada en la región Metropolitana equivalente a la zona II según la zonificación sísmica definida en la NCh433 [24]. Se considera un suelo tipo D y una categoría de edificios II.

3.3.1 Parámetros Nch 433 of 96 mod. 2009

A continuación se muestran distintos parámetros para el análisis sísmico

- **Coefficiente de Importancia** I : 1.0
- **Aceleración Efectiva** A_o/g : 0.3

Parámetros que dependen del tipo de suelo DS N°61:

- S : 1,20
- T_o : 0,75
- T' : 0,85
- n : 1,8
- p : 1,0

3.3.2 Espectro de Diseño

La aceleración espectral de diseño está definida por:

$$S_\alpha = \frac{SA_o\alpha}{R^*/I} \quad (3-1)$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5(T_n/T_o)^p}{1 + (T_n/T_o)^3} \quad (3-2)$$

Donde:

- R^* Factor de reducción de la aceleración espectral.
- A_o Aceleración efectiva máxima del suelo.
- I Coeficiente de Importancia del edificio.
- α factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- S Parámetro relacionado con el tipo de suelo.
- T_n Período de vibrar del modo n.
- T_o, p Parámetros relativos al tipo de suelo.

Espectro de Diseño

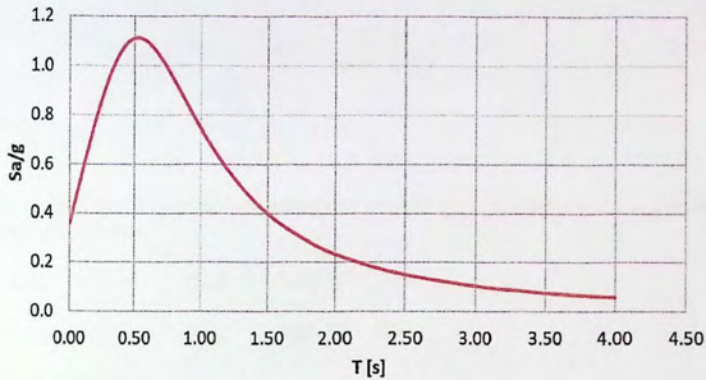


Figura 3-2 Espectro elástico de pseudo aceleración.

3.3.3 Períodos con mayor masa translacional equivalente

Los principales modos en cada dirección son:

- Dirección "X", 3° modo con $T_x^* = 0,528$ [s]
- Dirección "Y", 2° modo con $T_y^* = 0,592$ [s]

3.3.4 Corte Basal (Q)

3.3.4.1 Factores de Modificación de Respuesta

Material Estructural	R	R_o
Hormigón armado	7	11

3.3.4.2 Coeficiente sísmico

$$C = \frac{2.75A_o S}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (3-4)$$

El coeficiente sísmico no debe ser mayor a $0.35SA_o/g$, ni menor que $SA_o/6g$ como lo indica el decreto supremo N°61.

- C_{min} : 0.06 , Q_{min} : 1238,96 [Tn]
- C_{max} : 0.13 , Q_{max} : 2601,80 [Tn]

Corte basales elásticos

- Q_x : 13962,24 [Tn]
- Q_y : 15999,35 [Tn]

3.3.5 Factores de Reducción de Respuesta

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3-5)$$

- R_x^* : 5,37
- R_y^* : 6,15

Donde:

- T^* Período con mayor masa transnacional equivalente a la dirección de análisis.
- R_o Factor de modificación de la respuesta estructural.
- T_o Parámetros relativos al tipo de suelo.

3.3.6 Corte Basal Reducido

El corte basal reducido según decreto 61:

$$Q_r = \frac{Q_o}{R^*} \quad (3-6)$$

- Q_{rx} : 2.601,81 [Tn]
- Q_{ry} : 2.601,81 [Tn]



Figura 3-3 Espectros de diseño para ambas direcciones de análisis.

3.3.7 Deformación Relativa en el Centro de Masa

El desplazamiento máximo relativo entre pisos consecutivos según cada dirección de la acción sísmica y en sus respectivos centros de masa, no deben ser mayor que la altura de entrepiso multiplicado por 0.002 (Drift).

$$|\Delta x, y|_{\text{máx}_{\text{relativo}}} \leq 0.002 * \Delta H \quad (3-7)$$

Tabla 3-3 Drift en el centro de masa dirección X e Y.

Piso	Elevación m	X-Dir	Y-Dir
11	33	0,00078	0,00076
10	30	0,00084	0,00080
9	27	0,00088	0,00083
8	24	0,00092	0,00085
7	21	0,00093	0,00085
6	18	0,00092	0,00083
5	15	0,00088	0,00078
4	12	0,00081	0,00071
3	9	0,00071	0,00060
2	6	0,00057	0,00046
1	3	0,00034	0,00025
Base	0	0,00000	0,00000

En la Figura 3-4 se pueden ver los desplazamientos relativos de entrepiso en ambas direcciones de análisis, además se puede ver el límite máximo estipulado, se muestra que en ningún caso es sobrepasado, por lo que el diseño propuesto es satisfactorio.

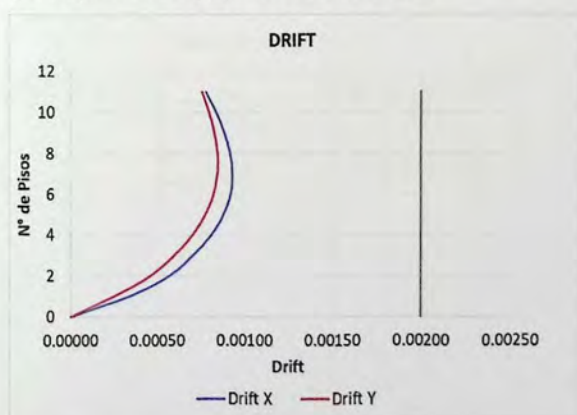


Figura 3-4 Drift de entrepiso en ambas direcciones.

3.3.8 Desplazamiento lateral de diseño en el techo.

El Decreto 61 establece que el desplazamiento lateral de diseño en el techo (δ_u), se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3.

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag}) \quad (3-8)$$

Dónde:

- T_{ag} Período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez producto del agrietamiento del hormigón. Si T_{ag} ha sido calculado con las secciones brutas, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el T_{ag} de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos.
- S_{de} Espectro elástico de desplazamiento, que se obtiene de la ecuación 3-9.

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (3-9)$$

Dónde:

- T_n Período de vibración del modo n .
- α Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- A_0 Aceleración efectiva máxima del suelo.
- C_d^* Parámetro que depende del tipo de suelo.

Tabla 3-4 Valores C_d^* .

Tipo de Suelo	C_d^*	Rango de Períodos
D	1.0	$T_n \leq 0.9$
	$1.1 T_n$	$0.9 \leq T_n \leq 1.75$
	1.93	$1.75 \leq T_n \leq 5.00$

El desplazamiento lateral estimado de la estructura analizada, se muestra en la Tabla 3-5.

Tabla 3-5 Desplazamiento lateral de diseño máximo en dirección X e Y.

Dirección	T (seg)	T _{ag} (seg)	S _{de}	δ _u (cm)
X	0,528	0,79	12,31	16,01
Y	0,592	0,88	13,86	18,02

Además se muestra en la Figura 3-5 los desplazamientos de diseño en el techo graficados en el espectro elástico de desplazamiento, para la dirección X e Y.

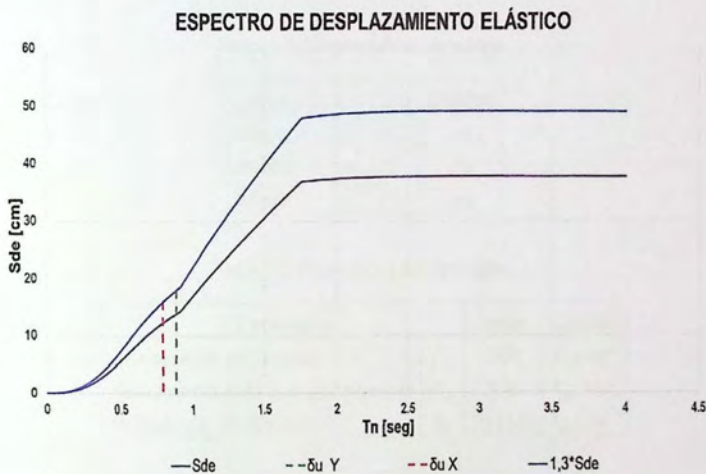


Figura 3-5 Desplazamientos de diseño a nivel de techo.

Capítulo IV

4 Diseño Elementos Estructurales.

4.1 Diseño Viga Post-Tensada

El diseño de las vigas post-tensadas se realizó con el método de la "Carga Balanceada", método aplicable a elementos con cables postensados con trayectoria parabólica.

4.1.1 Parámetros generales

Tabla 4-1 Características de la Viga.

Parámetro	Valor	Unidad
Largo	L 900	cm
Ancho	a 40	cm
Altura	e 70	cm

Tabla 4-2 Propiedades del Hormigón.

Parámetro	Valor	Unidad
Resistencia de Diseño	f'_c 300	k_g/cm^2
Resistencia inicial al post-tensar	f'_{ci} 225	k_g/cm^2
Módulo de elasticidad	E_c 261540	k_g/cm^2

Las siguientes propiedades corresponden a un cable con un grado de acero 270 ksi, norma ASTM A 416.

Tabla 4-3 Propiedades del cable postensado.

Parámetro	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad	E_p 2000000	k_g/cm^2
Cable	ϕ 1,524	cm
Área del Cable	A_t 1,4	cm^2
Esfuerzo Ultimo	f_{pu} 19112,14	k_g/cm^2
Esfuerzo de Fluencia	f_{py} 17082,14	k_g/cm^2
Carga de Ruptura	f_{ro} 26757	k_g
Carga de Fluencia	f_{fu} 23915	k_g

Se considera un recubrimiento de 10 [cm] para los cables postensados, debido a que los cables pasan por el centro de la viga se tendrá una distancia al eje neutro máxima de 25 [cm].

A continuación se muestra el trazado a lo largo de las vigas

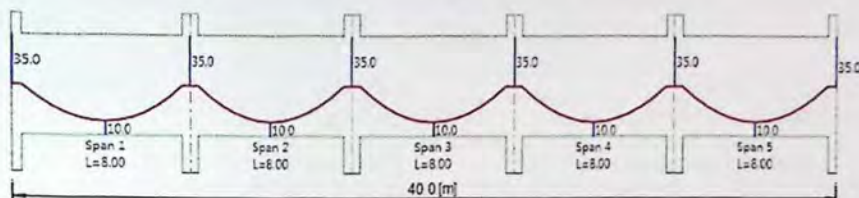


Figura 4-1 Trazado Torón postensado.

4.1.2 Número de Cables Postensados

Para dimensionar la cantidad de cables primero se debe conocer la fuerza de postensado inicial requerida para las solicitaciones de carga, esta relación se obtiene con la siguiente expresión:

Fuerza Postensado Inicial (P_i).

$$P_i = \frac{w_b * l^2}{8 * a} \quad (4-1)$$

Una vez conocida la fuerza de postensado inicial, se debe calcular la fuerza neta del torón (f_{pe}).

$$f_{pe} = A_t * [(0,7 * f_{pu}) - \text{pérdidas instantáneas}] \quad (4-2)$$

En este primer dimensionamiento se ignoran las pérdidas instantáneas, estas se consideran luego de obtener una primera aproximación de la cantidad de cables a utilizar, los cuales se dimensionan a través de la siguiente expresión:

$$N = \frac{P_i}{f_{pe}} \quad (4-3)$$

Tabla 4-4 Fuerza postensado inicial.

Parámetro		Valor	Unidad
Carga Balanceada	Wb	1605,33	k_g
Flecha	a	0,25	m
Fuerza Postensado Inicial	Pi	65015,95	k_g
Fuerza Neta del cable	f_{pe}	18729,9	k_g
N° Cables	N	3	--

Se consideran en una primera instancia 3 cables por viga, grado de acero 270 ksi, norma ASTM A416, luego de este cálculo inicial se procede a calcular las pérdidas.

4.1.3 Pérdidas del Postensado

Las pérdidas (Δf) debido al postensado se dividen en 2 categorías, las instantáneas, que se producen durante el proceso de fabricación, y las diferidas a lo largo del tiempo.

Tabla 4-5 Tipos de pérdidas postensado.

Pérdidas	Hormigón	Torones
Instantáneas	<ul style="list-style-type: none"> Acortamiento elástico instantáneo por la fuerza de pretensado 	<ul style="list-style-type: none"> Corrimiento y ajustes de las cuñas de pretensar Fricción de los cables
Diferidas por el tiempo	<ul style="list-style-type: none"> Retracción del hormigón Fluencia plástica del hormigón 	<ul style="list-style-type: none"> Relajación del acero

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pa} + \Delta f_R + \Delta f_{pe} + \Delta f_{cr} + \Delta f_{cf} + \Delta f_{TR} \quad (4-4)$$

Donde:

- Δf_{pt} Pérdida total en los torones. $[kg/cm^2]$
- Δf_{pa} Pérdida por corrimiento y ajustes de cuñas. $[kg/cm^2]$
- Δf_R Pérdida por relajación del acero de postensado. $[kg/cm^2]$
- Δf_{pe} Pérdida por el acortamiento elástico instantáneo del hormigón. $[kg/cm^2]$
- Δf_{cr} Pérdida por la retracción del hormigón. $[kg/cm^2]$
- Δf_{cf} Pérdida por la fluencia plástica del hormigón. $[kg/cm^2]$
- Δf_{TR} Pérdida por fricción de tensado. $[kg/cm^2]$

A continuación se muestra un resumen de las pérdidas del postensado y su porcentaje respecto a f_{pe} , en el Anexo A se muestran los cálculos en mayor detalle.

Tabla 4-6 Resumen pérdidas de postensado en vigas.

Δf	A_t	$\Delta f * A_t$	f_{pe}	%	
$[kg/cm^2]$	$[cm^2]$	$[kg]$	$[kg]$		
Δf_{pe}	174,80	1,4	244,72	18729,9	1,3
Δf_{pa}	155,56	1,4	217,78	18729,9	1,2
Δf_{cr}	229,48	1,4	321,27	18729,9	1,7
Δf_{cf}	116,90	1,4	163,67	18729,9	0,9
Δf_R	321,78	1,4	450,49	18729,9	2,4
Δf_{TR}	770,27	1,4	107,38	18729,9	5,8
Δf_{pt}	1768,79	1,4	2476,30	18729,9	13,2

4.1.4 Número de Cables Postensados Incluyendo las Pérdidas

Para determinar el número de cables que compondrán el torón de acero de postensado se realiza el mismo procedimiento anterior solo que se agregan las pérdidas al cálculo de la fuerza neta del torón (f_{pe}).

Tabla 4-7 Fuerza postensado final.

Parámetro		Valor	Unidad
Carga Balanceada	Wb	1605,33	k_g
Flecha	a	0,25	m
Fuerza Postensado Inicial	Pi	65014,4	k_g
Pérdidas Postensado	Δf_{pt}	1768,79	k_g/cm^2
Fuerza Neta de cable	f_{pe}	16253,6	k_g
N° cables	N	4	--
Esfuerzo de Postensado	f_{pi}	11609,71	k_g/cm^2

Como se aprecia en la Tabla 4-7 debido a las pérdidas del postensado se consideran un torón de 4 cables por viga.

4.1.5 Esfuerzos Admisibles en Cables Postensados

La ACI 318 [3] limita los esfuerzos de tracción sobre los cables postensados, estos deben cumplir con las siguientes condiciones:

Considerando que los siguientes parámetros deben ser mayor al esfuerzo de tracción inicial (f_{pi}) = 11666,72 [k_g/cm^2]

a) Debido a la fuerza del gato de postensado

Valor limite	$0,94 * f_{py}$:	16057,21	[k_g/cm^2]	Cumple
no mayor	$0,8 * f_{pu}$:	15289,71	[k_g/cm^2]	Cumple

b) Inmediatamente después de la transferencia de postensado

Valor limite	$0,82 * f_{py}$:	14007,36	[k_g/cm^2]	Cumple
no mayor	$0,74 * f_{pu}$:	14142,99	[k_g/cm^2]	Cumple

Los esfuerzos admisibles se muestran en punto 4.2.6 del presente capítulo.

4.1.6 Resistencia a la Flexión

Para el diseño de las vigas post-tensadas sometidas a flexión se deben utilizar las siguientes ecuaciones según lo indica [3].

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4-5)$$

Dónde:

- M_n Resistencia nominal a flexión en la sección.
- A_{ps} Área de acero postensado.
- A_s Área de refuerzo longitudinal no postensado.
- f_{ps} Esfuerzo en el acero de postensado en el estado de resistencia nominal.
- f_y Fluencia del acero de refuerzo.
- d_p Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero postensado.
- d Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
- a Profundidad del bloque equivalente.

Además se tiene que f_{ps} está definido por:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} * \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (4-6)$$

Dónde:

- γ_p Factor por tipo de acero postensado.
- f_{pu} Resistencia específica a la tracción del acero postensado.
- f'_c Resistencia específica a la compresión del concreto.
- β_1 Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
- ρ_p Cuantía de refuerzo postensado.
- ω Índice del refuerzo a tracción.
- ω' Índice de refuerzo a compresión.

Se debe considerar que le área de refuerzo longitudinal no postensado debe ser mayor a:

$$A_s = 0,0033 b_w d \quad (4-7)$$

Dónde:

- A_s Área de porción de la sección transversal entre el área de tracción en flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.
- b_w Ancho del alma.

En la Tabla 4-8 se puede ver el resumen de los resultados obtenidos por el análisis a flexión de las vigas.

Tabla 4-8 Resumen de armadura viga a flexión.

Piso	Momento último		A_s [cm ²]	Momento Nominal [Tn - m]	Armadura
		[Tn - m]			
N°1	+	14,815	5,65	35,861	5@12
	-	30,909	5,65		5@12
N°2	+	15,042	5,65	35,861	5@12
	-	33,457	5,65		5@12
N°3	+	15,410	5,65	35,861	5@12
	-	35,928	1,05	46,467	5@16
N°4	+	15,725	5,65	35,861	5@12
	-	38,205	10,05	46,467	5@16
N°5	+	16,051	5,65	35,861	5@12
	-	39,666	10,05	46,467	5@16
N°6	+	16,308	5,65	35,861	5@12
	-	40,430	10,05	46,467	5@16
N°7	+	16,361	5,65	35,861	5@12
	-	40,553	10,05	46,467	5@16
N°8	+	16,251	5,65	35,861	5@12
	-	40,176	10,05	46,467	5@16
N°9	+	15,979	5,65	35,861	5@12
	-	39,262	10,05	46,467	5@16
N°10	+	15,782	5,65	35,861	5@12
	-	38,706	10,05	46,467	5@16
N°11	+	12,455	5,65	35,861	5@12
	-	29,811	5,65		5@12

Debido a la poca variedad que presenta el área de acero en las vigas en los distintos pisos de la estructura y de manera de simplificar el diseño, es que se considera una armadura de 5@16 tanto en la parte superior como inferior de la viga tal como se muestra a continuación, se considera un recubrimiento de 4 [cm].

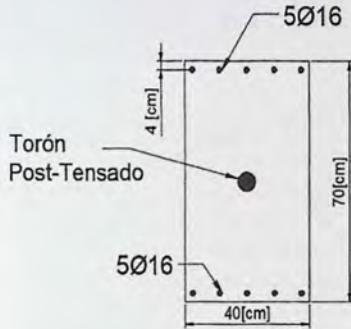


Figura 4-2 Distribución de refuerzo longitudinal en vigas.

4.1.7 Resistencia al Cortante

Vigas y columnas exteriores se diseñan como marcos especiales, por lo cual se realizara un diseño por capacidad de la viga, para esto se consideran momentos probables (M_{pr}), calculados con $1,25f_y$ como esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

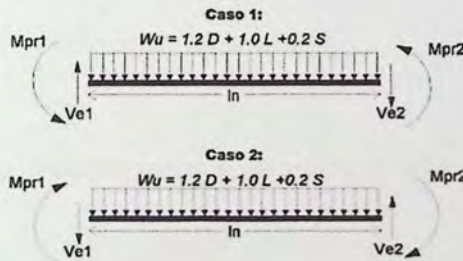


Figura 4-3 Momentos probables y cortes de diseño en vigas.

$$M_{pr} = 1,25f_y A_s \left(d - \frac{1,25f_y A_s}{f'_c b} \right) \quad (4-8)$$

Debido a las cargas axiales generadas por el cable postensado, se debe considerar este esfuerzo de compresión al momento de determinar los momentos probables, a continuación se muestra el diagrama de interacción de la viga con $1,25f_y$ y sin factores de reducción:

Diagrama de Interacción

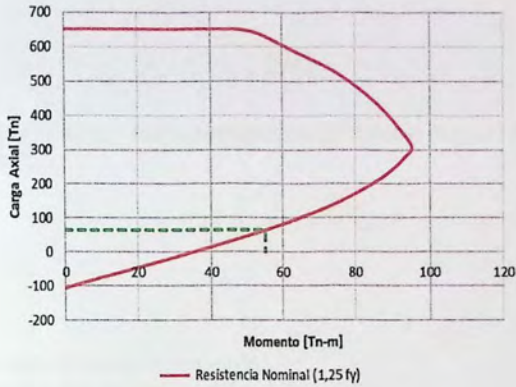


Figura 4-4 Diagrama de interacción viga post-tensada.

Se puede apreciar que para una compresión de 65,33 [Tn] se tiene un M_{pr1} y M_{pr2} de 55,02 [Tn-m].

La fuerza cortante de diseño correspondiente al desarrollo de la resistencia de los momentos probables, se conoce como V_e , y está dado por la siguiente ecuación:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad (4-9)$$

Dónde:

- M_{pr} Resistencia probable en la fibra sometida flexión.
- W_u Carga gravitacional mayorada.
- l_n Longitud de la viga.

Para determinar la resistencia nominal al cortante se deben ocupar las siguientes expresiones:

$$V_e = V_u \quad (4-10)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (4-11)$$

$$V_c = \left(0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (4-12)$$

Además V_c no se debe considerar mayor o menor que:

$$0,53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \leq V_c \leq 1,33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-13)$$

En caso de ser necesario incorporar acero de refuerzo, este quedará determinado por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4-14)$$

La resistencia al cortante máximo proporcionada por el acero de refuerzo queda definida por la siguiente expresión:

$$V_s \leq 2,2 \sqrt{f'_c} * b * d = V_{max} \quad (4-15)$$

Dónde:

- M_u Momento mayorado en la sección.
- V_u cortante mayorado en la sección.
- V_n Resistencia nominal al cortante.
- V_c Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.
- V_s Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.
- A_v Área de refuerzo transversal.
- b_w Ancho del alma.
- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.
- f_y Fluencia del acero de refuerzo.
- λ Factor de modificación.
- s Espacio transversal de armadura

En la tabla a continuación se muestra un resumen del diseño al cortante de la viga post-tensada:

Tabla 4-9 Verificación diseño cortante de viga post-tensada.

Sección	Cortante por M_{pr} , (V_e)	V_c	V_s	A_v	V_{max}	Armadura
	[Tn]	[Tn]	[Tn]	[cm ²]	[Tn]	
Viga 70x40	26,31	35,40	8,52	0,58	106,70	2E Ø8@20

4.2 Diseño Losa Post-Tensada

Al igual que el diseño de vigas post-tensadas el diseño de las losas post-tensadas se realizó con el método de la "Carga Balanceada", además como se menciona en el punto 2.5.1.2.

4.2.1 Parámetros generales

El primer paso para el diseño de losas post-tensadas es dividir la losa en áreas tributarias de diseño en ambas direcciones del análisis, tal como se muestra en las figuras a continuación donde cada color representa un área tributaria con su respectivo numero:

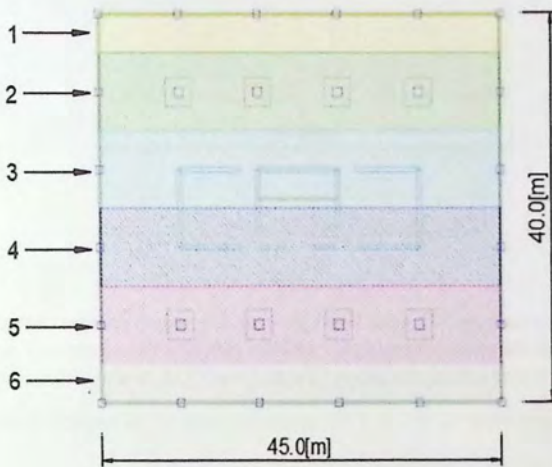


Figura 4-5 Área tributaria de diseño en dirección X.

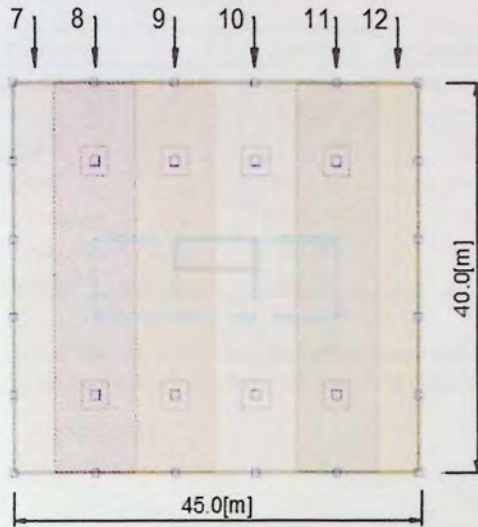


Figura 4-6 Área tributaria de diseño en dirección Y.

Para el diseño se elige el área tributaria más solicitada, que en este caso es el área N°2, ya que es una de las áreas con luces libres más amplias, luego se replica el mismo diseño en las demás áreas verificando el cumplimiento de los esfuerzos y cargas admisibles según la norma.

Las vigas se incluyen en las áreas tributarias N° 1, 2, 7 y 12 respectivamente.

Tabla 4-9 Características de la Losa área tributaria N°2.

Parámetro	Valor	Unidad
Largo	L 45	m
Ancho	a 800	cm
Espesor	e 20	cm

Tabla 4-10 Propiedades del Hormigón.

Parámetro	Valor	Unidad
Resistencia de Diseño	f'_c 300	k_g/cm^2
Resistencia inicial al post-tensar	f'_{ci} 225	k_g/cm^2
Módulo de elasticidad	E_c 261540	k_g/cm^2

Las siguientes propiedades corresponden a un cable con un grado de acero 270 ksi, norma ASTM A416.

Tabla 4-11 Propiedades del cable postensado.

Parámetro		Valor	Unidad
Módulo de elasticidad	E_p	2000000	kg/cm^2
Cable	ϕ	1,524	cm
Área del Cable	A_c	1,4	cm^2
Esfuerzo Ultimo	f_{pu}	19112,14	kg/cm^2
Esfuerzo de Fluencia	f_{py}	17082,14	kg/cm^2
Carga de Ruptura	f_{ro}	26757	Kg
Carga de Fluencia	f_{fu}	23915	kg

Se considera un recubrimiento de 4 [cm] para los cables postensados, debido a que los cables pasan por el centro de la viga se tendrá una distancia al eje neutro máxima de 6,0 [cm].

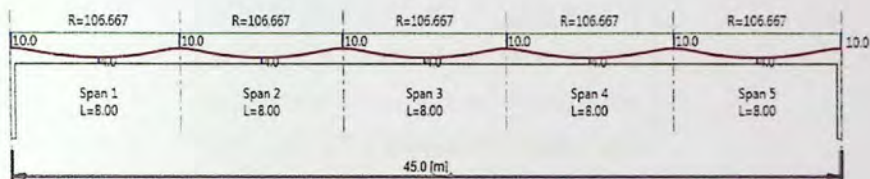


Figura 4-7 Trazado Torón postensado.

4.2.2 Numero de Cables Postensados

El método utilizado para obtener el número de cables postensados inicial, es el mismo que se ocupa en el punto 4.1.2 del presente capítulo, a continuación se presenta una tabla resumen de dichas operaciones.

Tabla 4-12 Fuerza postensado inicial área tributaria N°2.

Parámetro		Valor	Unidad
Carga Balanceada	Wb	420	kg/cm^2
Flecha	a	0,06	m
Fuerza Postensado Inicial	Pi	318937,5	kg
Fuerza Neta del cable	f_{pe}	18729,9	kg
N° Cables	N	17	--

Se consideran en una primera instancia 17 cables en cada dirección de la losa, grado de acero 270 ksi, norma ASTM 416, luego de este cálculo inicial se procede a calcular las pérdidas.

4.2.3 Pérdidas del Postensado

Las pérdidas debido al postensado de las losas son las mismas antes descritas en el punto 4.1.3 del presente capítulo, A continuación se muestra un resumen de las pérdidas del postensado y su porcentaje respecto a f_{pe} , en el Anexo B se muestran los cálculos en mayor detalle.

Tabla 4-13 Resumen pérdidas de postensado área tributaria N°2.

Δf	A_t	$\Delta f * A_t$	f_{pe}	%	
$[k_g/cm^2]$	$[cm^2]$	$[k_g]$	$[k_g]$		
Δf_{pe}	127,20	1,40	178,08	18729,90	1,00
Δf_{pa}	155,56	1,40	217,78	18729,90	1,20
Δf_{cr}	252,27	1,40	353,18	18729,90	1,90
Δf_{cf}	573,48	1,40	802,87	18729,90	4,30
Δf_R	321,78	1,40	450,49	18729,90	2,40
Δf_{TR}	770,27	1,40	1078,38	18729,90	5,80
Δf_{pt}	2200,56	1,40	3080,78	18729,90	16,40

4.2.4 Número de Cables Postensados Incluyendo las Pérdidas

Para determinar el número de cables que compondrán el torón de acero de postensado se realiza el mismo procedimiento anterior, sólo que se agregan las pérdidas al cálculo de la fuerza neta del torón (f_{pe}).

Tabla 4-14 Fuerza postensado final.

Parámetro		Valor	Unidad
Carga Balanceada	Wb	420	k_g/cm^2
Flecha	a	0,06	m
Fuerza Postensado Inicial	Pi	283500	k_g
Pérdidas Postensado	Δf_{pt}	2201	k_g/cm^2
Fuerza Neta de cable	f_{pe}	15649,12	k_g
N° cables	N	20	-
Esfuerzo de Postensado	f_{pi}	11177,94	k_g/cm^2

Como se aprecia en la Tabla 4-14 debido a las pérdidas del postensado se consideran 5 torones de 4 cables en cada dirección de la losa.

4.2.5 Esfuerzos Admisibles en Cables Postensados Área tributaria N°2

La ACI 318 [3] limita los esfuerzos de tracción sobre los cables postensados, estos deben cumplir con las siguientes condiciones:

Considerando que los siguientes parámetros deben ser mayor al esfuerzo de tracción inicial (f_{pi}) = 11177,94 [Kg/cm²]

a) Debido a la fuerza del gato de postensado

Valor límite	$0,94 * f_{py}$:	16057,21 [kg/cm ²]	Cumple
no mayor	$0,8 * f_{pu}$:	15289,71 [kg/cm ²]	Cumple

b) Inmediatamente después de la transferencia de postensado

Valor límite	$0,82 * f_{py}$:	14007,36 [kg/cm ²]	Cumple
no mayor	$0,74 * f_{pu}$:	14142,99 [kg/cm ²]	Cumple

En la Figura 4-8 se puede ver la disposición de los cables en la losa.

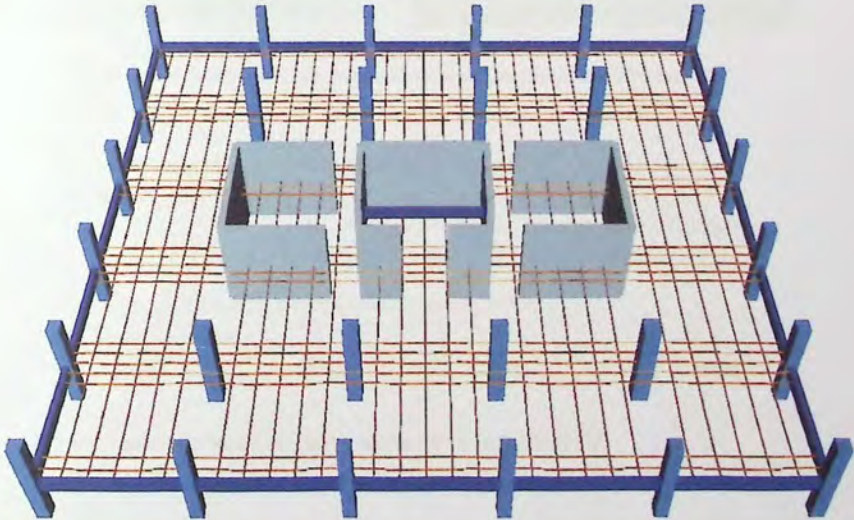


Figura 4-8 Distribución de cables postensados en losa.

4.2.6 Esfuerzos Admisibles en Elementos Postensados.

A continuación se muestran los resultados de los esfuerzos admisibles en la fibra superior como en la fibra inferior de losas y vigas, tanto para la condición inicial, como en servicio según se indica en el punto 2.2.1.

En las siguientes figuras se pueden ver curvas verdes y azules, estas representan la distribución en la sección transversal de los esfuerzos tanto superior como inferior respectivamente, también se pueden apreciar líneas de color verde, las cuales muestran que no se exceden los esfuerzos admisibles antes mencionados.

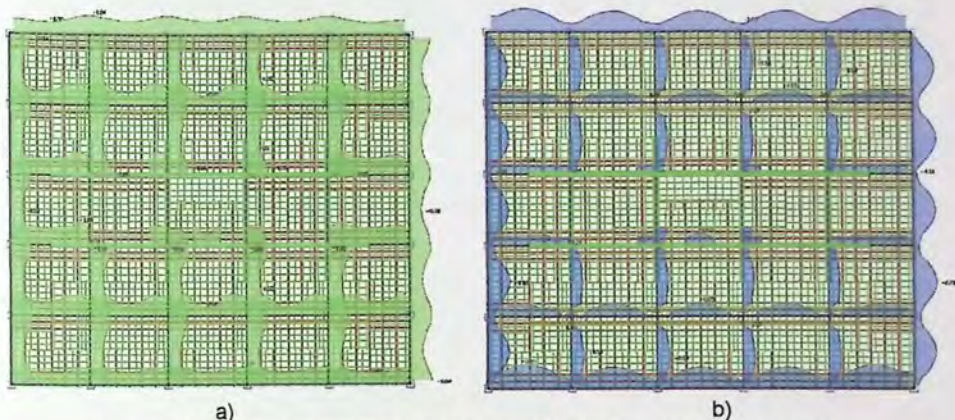


Figura 4-9 Esfuerzos admisibles en estado inicial a) fibra superior; b) fibra inferior.

- a) Esfuerzo en la fibra extrema superior en compresión

No debe exceder a :

$$0,60 * f'_{ci} = 135,00 [kg/cm^2] > 40,00 [kg/cm^2] \text{ Cumple}$$

- b) Esfuerzo en la fibra extrema inferior en compresión

No debe exceder a :

$$0,60 * f'_{ci} = 135,00 [kg/cm^2] > 60,00 [kg/cm^2] \text{ Cumple}$$

En este caso no se tienen esfuerzos de tracción en estado inicial.

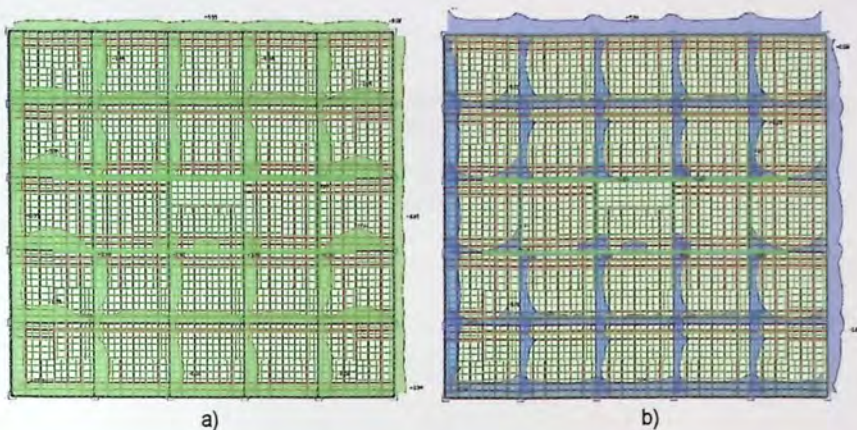


Figura 4-10 Esfuerzos admisibles en servicio a) fibra superior; b) fibra inferior.

- a) Esfuerzo en la fibra extrema superior en compresión

No debe exceder a :

$$0,45 * f'_{ci} = 101,25 [kg/cm^2] > 60,00 [kg/cm^2] \text{ Cumple}$$

- b) Esfuerzo en la fibra extrema inferior en compresión

No debe exceder a :

$$0,45 * f'_{ci} = 101,25 [kg/cm^2] > 70,00 [kg/cm^2] \text{ Cumple}$$

Tal como se menciona en el punto 2.2.1 los sistemas de losas post-tensadas en dos direcciones deben ser diseñadas como clase U con $f_t \leq 1,6\sqrt{f'_c}$.

- a) Esfuerzo en la fibra extrema superior en tracción

No debe exceder a :

$$1,6\sqrt{f'_c} = 27,71 [kg/cm^2] > 20,00 [kg/cm^2] \text{ Cumple}$$

- b) Esfuerzo en la fibra extrema inferior en tracción

No debe exceder a :

$$1,6\sqrt{f'_c} = 27,71 [kg/cm^2] > 10,00 [kg/cm^2] \text{ Cumple}$$

4.2.7 Deformación a Largo Plazo

Para las losas post-tensadas es importante controlar las deflexiones a largo plazo, estas están limitadas según el capítulo 9 del código [3], donde la deflexión máxima admisible a largo plazo está limitada por $l/480$.

Si se considera el largo más desfavorable de 800 [cm] el límite de deflexión máxima admisible es de 1,77 [cm].

En la figura a continuación se pueden ver las deflexiones máximas a largo de la losa post-tensada..



Figura 4-11 Deflexiones máximas a largo plazo.

Como se muestra en la figura anterior la deflexión máxima es de 1,80 [cm], la cual excede la deflexión máxima admisible, no obstante, este límite se puede exceder si se toman las medidas adecuadas para prevenir daños [3], como por ejemplo generar una contraflecha en las zonas donde se sobrepasa el límite de deflexiones.

4.2.8 Resistencia a la Flexión

Para el diseño de las vigas post-tensadas sometidas a flexión se deben utilizar las siguientes ecuaciones según lo indica [3].

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4-5)$$

Dónde:

- M_n Resistencia nominal a flexión en la sección.
- A_{ps} Área de acero postensado.
- A_s Área de refuerzo longitudinal no postensado.
- f_{ps} Esfuerzo en el acero de postensado en el estado de resistencia nominal.
- f_y Fluencia del acero de refuerzo.
- d_p Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero postensado.
- d Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
- a Profundidad del bloque equivalente.

Además se tiene que f_{ps} está definido por:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} * \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (4-6)$$

Dónde:

- γ_p Factor por tipo de acero postensado.
- f_{pu} Resistencia específica a la tracción del acero postensado.
- f'_c Resistencia específica a la compresión del concreto.
- β_1 Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
- ρ_p Cuantía de refuerzo postensado.
- ω Índice del refuerzo a tracción.
- ω' Índice de refuerzo a compresión.

Se debe considerar que le área de refuerzo longitudinal no postensado debe ser mayor a:

$$A_s = 0,0014b_w d \quad (4-18)$$

Dónde:

- A_s Área de porción de la sección transversal entre el área de tracción en flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.
- b_w Ancho del alma.

En la Tabla 4-15 se puede ver el resumen de los resultados obtenidos por el análisis de la estructura.

Tabla 4-15 Resumen de armadura losa área tributaria N°2.

		Momento Ultimo Máximo	Momento Nominal	Armadura
		$[Tn - m]$	$[Tn - m]$	
Área tributaria 2	+	6,97	67565,16	Ø10@20
	-	55,613		Ø10@20

Tal como se mencionaba anteriormente, la armadura que muestra la Tabla 4-15 se aplicara a las áreas tributarias de ambas direcciones.

4.2.9 Verificación al Punzonamiento

La resistencia nominal al corte queda definido por:

$$V_c = (3,16\beta_p\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc})b_o d + V_p \quad (4-19)$$

Donde β_p es el menor entre:

$$0,29 \text{ y } \frac{\frac{a_s d}{b_o} + 1,5}{12} \quad (4-20)$$

No es necesario considerar a V_c mayor que:

$$V_{cmax} = 0,53\sqrt{f'_c}b_o d \quad (4-21)$$

Dónde:

- b_o Perímetro de la sección crítica definida.
- d distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
- a_s Constante para losas y zapatas, 40 para losas interiores.
- β_p Factor de modificación.
- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.
- f_{pc} Esfuerzo de compresión en el concreto luego de las perdidas por postensado.
- V_p Componente vertical de las fuerzas efectivas de postensado.

En una losa post-tensada con tendones distribuidos, el termino V_p contribuye solo en una pequeña medida a la resistencia a cortante, por lo tanto, puede tomarse conservadoramente como cero [3].

A continuación se presentan los resultados de la verificación al punzonamiento, se considera un área de capoto de 9 [m²] y un espesor de 40 [cm].

Tabla 4-16 Verificación punzonamiento.

β_p	b_o	A_o	f_{pc}	V_c	V_{cmax}	V_u
	[cm]	[cm ²]	[kg/cm ²]	[Tn]	[Tn]	[Tn]
0,29	656	24928	19,25	405,42	110,0	74,0

Dónde:

- A_o Área de la sección crítica definida.

Como se muestra en la Tabla 4-16 los la resistencia del capitel satisface las solicitaciones máximas de punzonamiento.

4.3 Diseño de Columnas

4.3.1 Diseño a Flexo-Compresión

Se determina la armadura longitudinal de las columnas, comparando tanto la carga axial mayorada (N_u) y el momento mayorado (M_u) de manera iterativa, con las resistencias nominales a dichas solicitaciones a través de los diagramas de interacción de las columnas, para así lograr un diseño óptimo de estas.

La cuantía de acero longitudinal queda limitada por $0,01 < \rho < 0,06$, donde ρ viene dado por la siguiente expresión:

$$A_{st} = \rho A_g \quad (4-22)$$

Dónde:

- A_{st} Área total de refuerzo longitudinal.
- A_g Área bruta de la sección de concreto.

La armadura de acero que se utilizara para las diferentes columnas será:

Tabla 4-17 Armadura de refuerzo longitudinal en columnas.

Sección	Área Bruta (A_g)	Área de acero Propuesta (A_{st})	Cuantía	Armadura	Recubrimiento
	[cm ²]	[cm ²]			[cm ²]
80x80	6400	76	0,01187	20 \emptyset 22	4,0
100 x 100	10000	106,4	0,01064	28 \emptyset 22	4,0

A continuación se muestran los diagramas de interacción, de las distintas columnas para verificar, que la acción en conjunto del hormigón con el acero de refuerzo cumpla con las solicitaciones de cargas.

Diagrama de Interacción

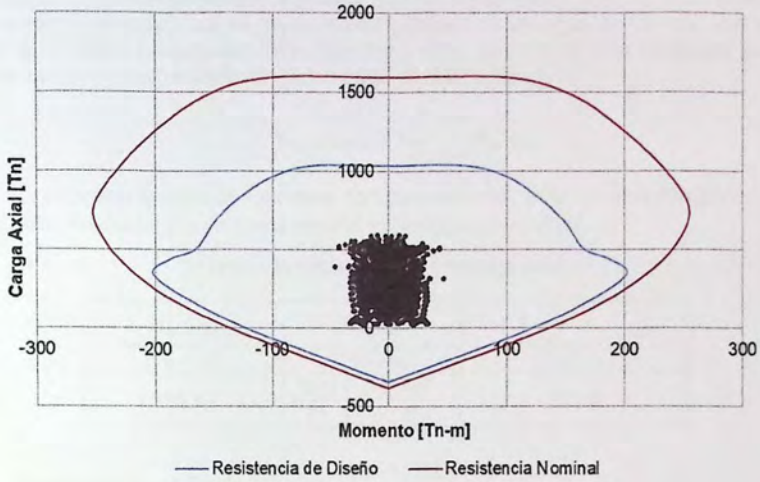


Figura 4-12 Diagrama de Interacción, Columna 80x80

Diagrama de Interacción

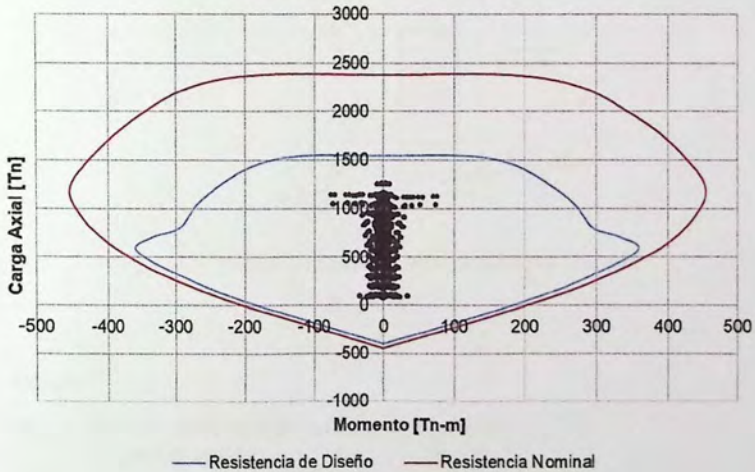


Figura 4-13 Diagrama de Interacción, Columna 100x100

Dentro de las consideraciones de diseño para los marcos perimetrales se determinó que estos trabajaran como marcos especiales para que disipen energía en caso de que los muros del núcleo rígido fluyan, este criterio busca prevenir la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas, y se espera que se formen en los extremos de las vigas, es por esto que se debe verificar la relación de resistencia entre columnas y vigas, es decir se debe establecer el criterio columna fuerte-viga débil establecido por el código de diseño [3].

$$\sum M_{n, \text{Columna}} \geq 1.2 * \sum M_{n, \text{viga}} \quad (4-23)$$

Se considera la suma de momentos nominales mínimos en la columna (80x80) incluyendo la carga axial mayorada, y el momento nominal en flexión para las vigas

Tabla 4-18 Criterio columna fuerte viga débil.

$\sum M_{n, \text{Columna}}$	$M_{n \text{viga}}$		$1, 2 * \sum M_{n, \text{viga}}$
$[Tn - m]$	$[Tn - m]$		$[Tn - m]$
125,82	Sup	46,467	111,52
	inf	46,467	

4.3.2 Verificación al Cortante

Para el diseño al corte, V_e en las columnas de sección transversal de 80x80 [cm], se suman los momentos probables opuestos en los extremos de la columna, tal como se representa en la Figura 4-7.

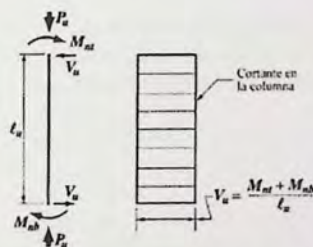


Figura 4-14 Momentos probables y cortes de diseño en columnas.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (4-24)$$

Dónde:

- M_{pr} Resistencia probable en la fibra sometida flexión.
- l_n Longitud de la viga.

Debido a las cargas axiales generadas por el peso propio y la sobre carga, se debe considerar este esfuerzo de compresión al momento de determinar los momentos probables, a continuación se muestra el diagrama de interacción de la columna con $1,25f_y$ y sin factores de reducción:

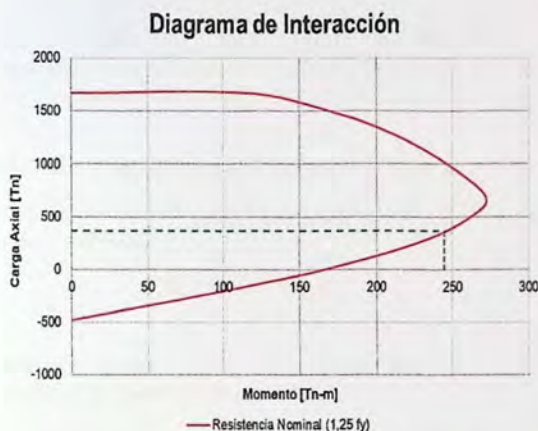


Figura 4-15 Resistencia probable a flexión Columna 80x80.

Se puede apreciar que para una compresión de 368,92 [Tn] se tiene un M_{pr} de 244,73 [Tn-m].

Aunque las columnas interiores de sección transversal de 100x100 [cm], no trabajan como marcos especiales, estas junto con las columnas de sección transversal de 80x80 [cm], deberán cumplir con el corte nominal máximo $V_{n,máx}$, que se obtiene de la ecuación 4-25.

$$V_{n, máx} = 2,2\sqrt{f'_c} \cdot A_v \quad (4-25)$$

Dónde:

- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.
- A_v Área de hormigón horizontal de la columna.

Tabla 4-19 Verificación del corte de diseño en columnas.

Sección	Momento Probable (M_{pr1})	Momento Probable Base (M_{pr2})	Altura de Columna (l_n)	Cortante por M_{pr} (V_e)	Cortante Mayorado (V_u)	Cortante Nominal ($V_{n,máx}$)
Columnas	[Tn - m]	[Tn - m]	[m]	[Tn]	[Tn]	[Tn]
80x80	55,02	244,73	3	99,91	--	243,87
100x100	--	--	--	--	25,14	381,05

4.4 Diseño de Muros

4.4.1 Diseño a Flexo-Compresión

Se determina la armadura longitudinal de los muros comparando tanto la carga axial mayorada (P_u) y el momento mayorado (M_u) de manera iterativa, con las resistencias nominales a dichas solicitaciones a través de los diagramas de interacción de los muros, para así lograr un diseño óptimo de estos.

La cuantía de acero longitudinal queda limitada por $0,0025 < \rho < 0,025$.

Otra consideración que se debe tener es que valor máximo de P_u en la sección transversal debe cumplir la siguiente condición:

$$P_u \leq 0,35 * f'_c * A_g \quad (4-26)$$

Dónde:

- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.
- A_g Área bruta de la sección de concreto.

Evaluando para los distintos muros se tienen los siguientes resultados:

Tabla 4-20 Verificación Carga axial mayorada en la sección.

Muros	P_u [Tn]	$0.35 * f'_c * A_g$ [Tn]	
M1	2952	11025	Cumple
M2	4127	10500	Cumple
M3	4127	10500	Cumple
M4	787	1575	Cumple
M5	787	1575	Cumple

A continuación se muestra el detalle de las armaduras longitudinales, y los diagramas de interacción de los distintos muros para verificar que la acción en conjunto del hormigón con el acero de refuerzo, cumpla con las solicitaciones de cargas.

En la siguiente figura se detalla la armadura longitudinal del muro M1. Junto a sus respectivos diagramas de interacción en ambas direcciones de análisis.

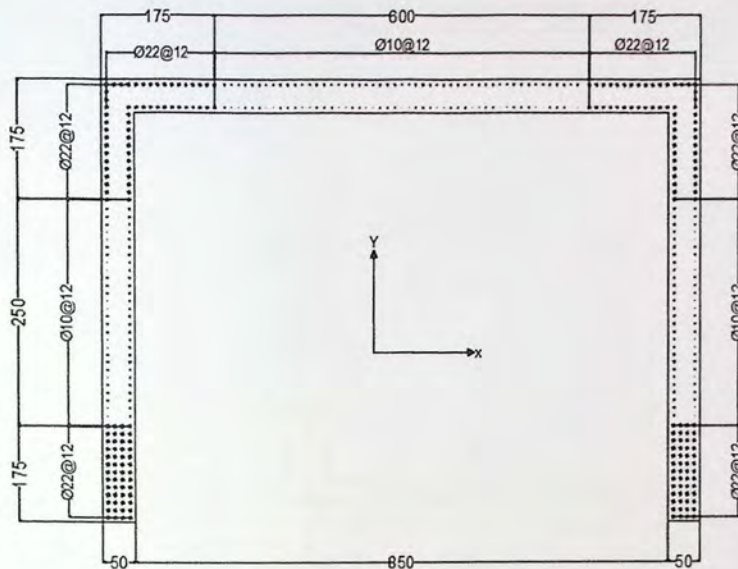


Figura 4-16 Armadura longitudinal muro M1.

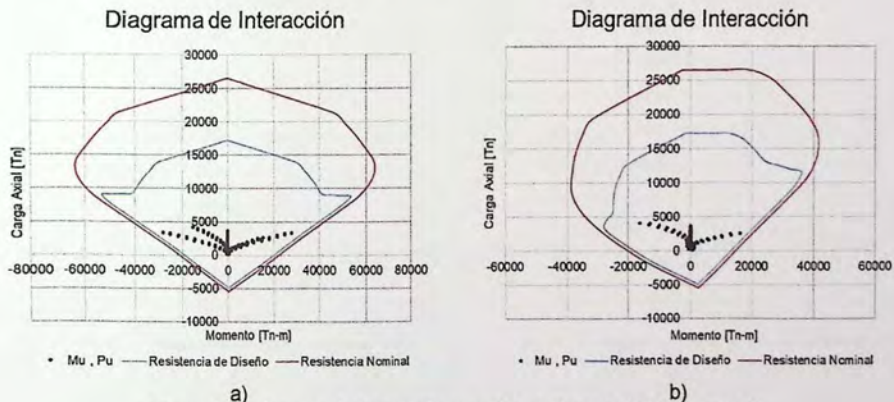


Figura 4-17 Diagrama de interacción muro M1, a) dirección X, b) dirección Y.

En la siguiente figura se detalla la armadura longitudinal del muro M3. Junto a sus respectivos diagramas de interacción en ambas direcciones de análisis.

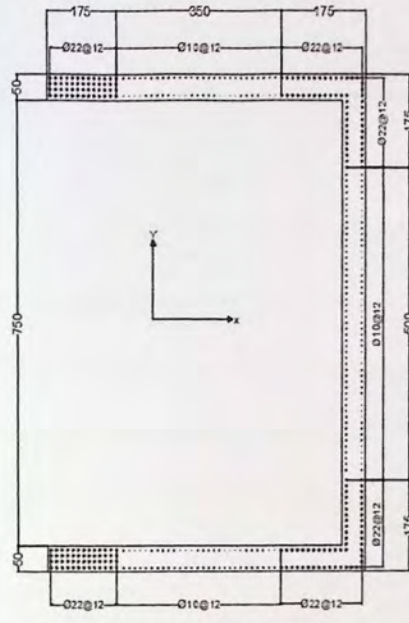


Figura 4-20 Armadura longitudinal muro M3.

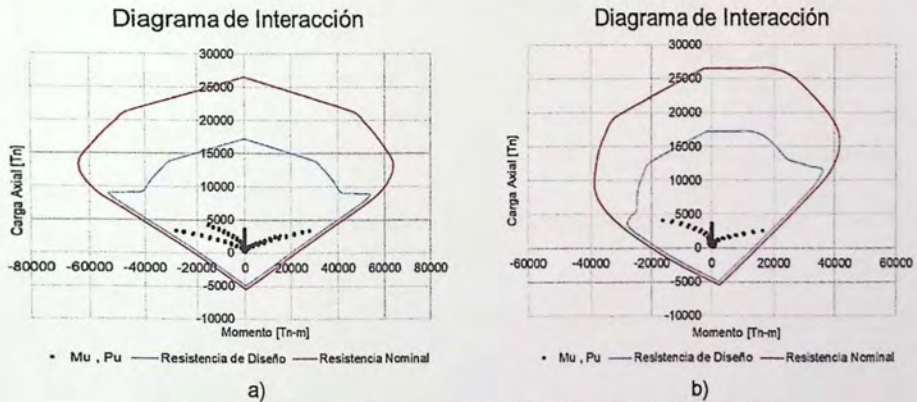


Figura 4-21 Diagrama de interacción muro M3, a) dirección Y, b) dirección X.

En la siguiente figura se detalla la armadura longitudinal del muro M4 y M5. Junto a sus respectivos diagramas de interacción en ambas direcciones de análisis.

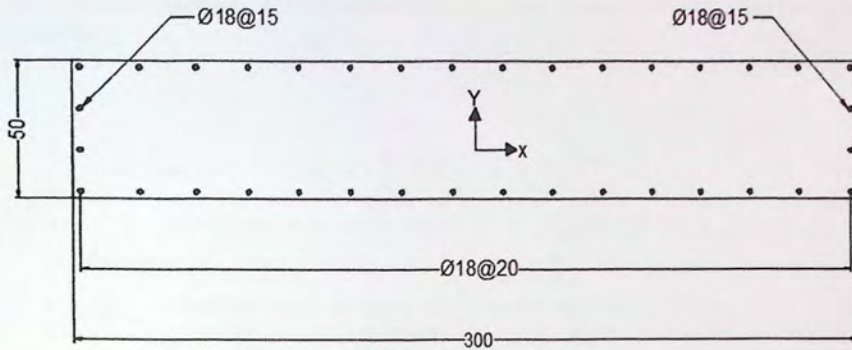


Figura 4-22 Armadura longitudinal muro M4 y M5.

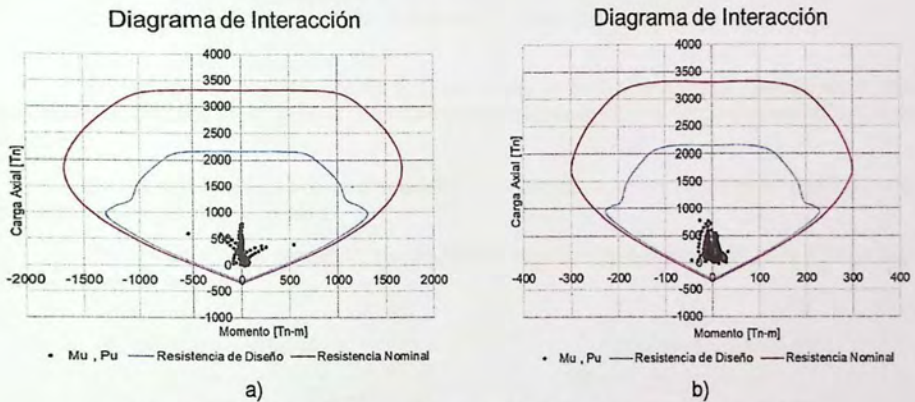


Figura 4-23 Diagrama de interacción muros M4 y M5, a) dirección X, b) dirección Y.

4.4.2 Capacidad de Deformación

El confinamiento de los muros se determina a partir de su capacidad de curvatura (ϕ), la cual debe ser mayor a la demanda de curvatura (ϕ_u), esta última queda determinada por la siguiente expresión:

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} \quad (4-27)$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e = \frac{\varepsilon_c}{C} \leq \frac{0.008}{C} \quad (4-28)$$

Dónde:

- δ_u Desplazamiento de diseño según decreto supremo.
- δ_e Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior.
- H_t Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro.
- l_w Largo del muro.
- l_p Largo de la rótula plástica.
- ϕ_e Curvatura de fluencia de la sección crítica de un muro, consistente con δ_e .
- C Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

La verificación se hace considerando las cargas de peso propio, carga muerta y sobrecarga sin mayorar en cada muro, y con el máximo desplazamiento de techo en las 2 direcciones de acción sísmica.

En las siguientes figuras, se presentan los diagramas de momento-curvatura para los muros en ambas direcciones de análisis.

En la Figura 4-24 presentan los diagramas de momento-curvatura del muro 1, en ambas direcciones de análisis.

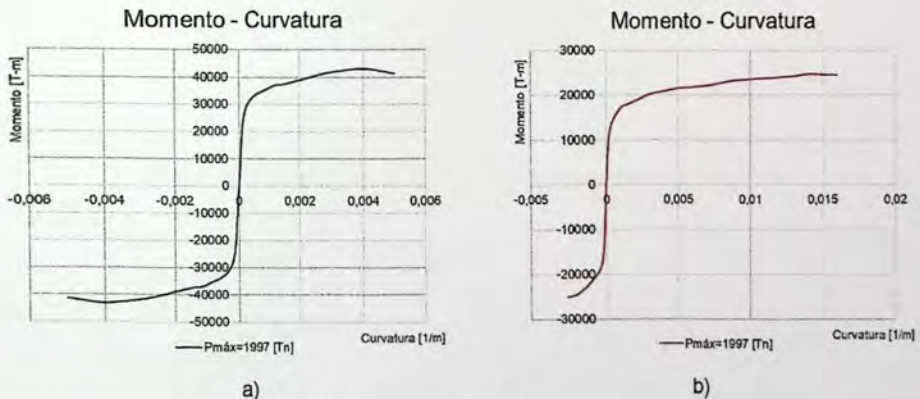
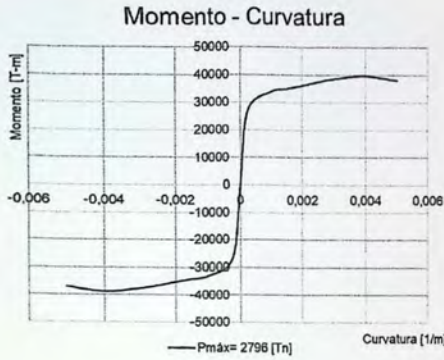
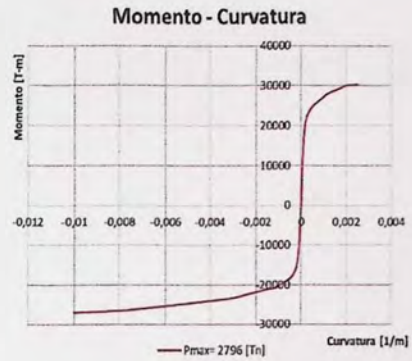


Figura 4-24 Momento-curvatura del muro M1, a) dirección X, b) dirección Y.

En la Figura 4-25 presentan los diagramas de momento-curvatura del muro 2, en ambas direcciones de analisis.



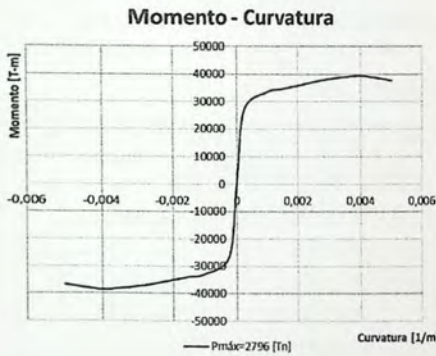
a)



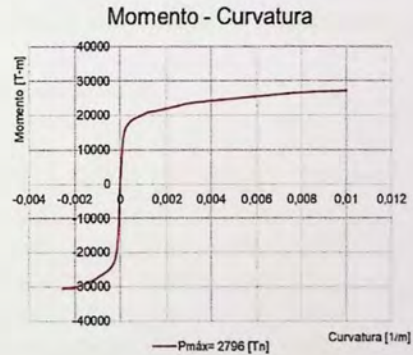
b)

Figura 4-25 Momento-curvatura del muro M2, a) dirección Y, b) dirección X.

En la Figura 4-26 presentan los diagramas de momento-curvatura del muro 3, en ambas direcciones de analisis.



a)



b)

Figura 4-26 Momento-curvatura del muro M3, a) dirección Y, b) dirección X.

En la Figura 4-27 presentan los diagramas de momento-curvatura del muro 4 y 5, en ambas direcciones de analisis.

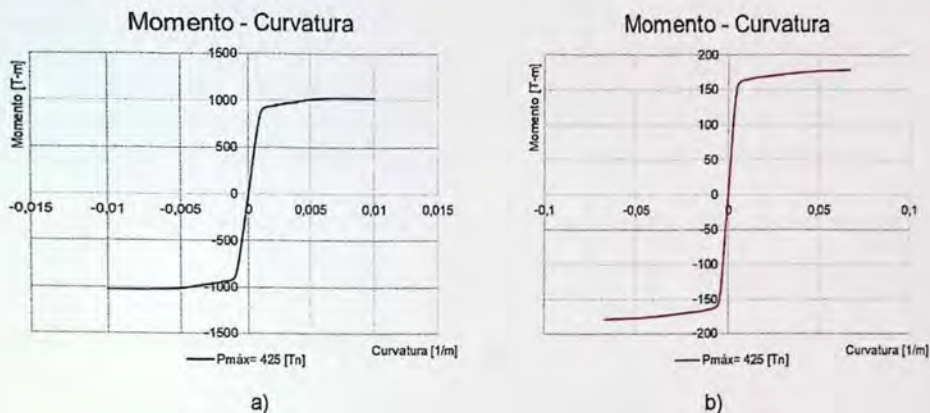


Figura 4-27 Momento-curvatura del muros M4 y M5, a) dirección X, b) dirección Y.

Si la demanda de curvatura es mayor a la capacidad del muro ($\phi < \phi_u$), se deben utilizar elementos especiales de borde, para efectos de este trabajo solo se determinará si es necesario utilizar dichos elementos.

En la Tabla 4-20 y 4-21 se presenta la verificación de capacidad de curvatura para cada muro y la distancia del elemento de borde.

Tabla 4-21 Requerimientos de curvatura.

Muro	Dirección	Lw [cm]	hw [cm]	t [seg]	Tag [seg]	Sde [cm]	$\delta\mu$ [cm]	Lp [cm]	Φ_e [1/cm]	δe [cm]	Φ_u [DS N°60]	Φ_u [1/cm]	Cc [cm]
M1	X [+]	900	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	450	0,000444	0,4840	0,001566	0,005	—
	X [-]	900	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	450	0,000444	0,4840	0,001566	0,005	—
	Y [-]	1200	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	600	0,000333	0,3630	0,001314	0,016	—
	Y [+]	1200	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	600	0,000333	0,3630	0,001314	0,0025	—
M2	X [+]	800	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	400	0,000500	0,5445	0,001747	0,005	—
	X [-]	800	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	400	0,000500	0,5445	0,001747	0,005	—
	Y [-]	1400	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	700	0,000286	0,3111	0,001143	0,0025	—
	Y [+]	1400	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	700	0,000286	0,3111	0,001143	0,01	—
M3	X [+]	800	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	400	0,000500	0,5445	0,001747	0,005	—
	X [-]	800	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	400	0,000500	0,5445	0,001747	0,005	—
	Y [+]	1400	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	700	0,000286	0,3111	0,001143	0,0025	—
	Y [-]	1400	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	700	0,000286	0,3111	0,001143	0,01	—

Tabla 4-22 Requerimientos de curvatura.

Muro	Dirección	Lw [cm]	hw [cm]	t [seg]	Tag [seg]	Sde [cm]	$\delta\mu$ [cm]	Lp [cm]	Φ_e [1/cm]	δe [cm]	Φ_u [DS N°60]	Φ_u [1/cm]	Cc [cm]
M4	X [+,-]	300	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	150	0,001333	1,4520	0,004343	0,01	-
	Y [+,-]	50	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	25	0,008000	8,7120	0,019325	0,067	-
M5	X [+,-]	300	3300	0,528	0,792	12,31	16,01	150	0,001333	1,4520	0,004343	0,01	-
	Y [+,-]	50	3300	0,592	0,888	13,86	18,02	25	0,008000	8,7120	0,019325	0,067	-

Como muestran en las Tablas 4-20 y 4-21 no se requiere armadura de borde para los muros.

4.4.3 Verificación al Cortante

La resistencia nominal por corte (V_n) debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_u = \phi V_n \quad (4-29)$$

Donde V_u es la sollicitación por corte y V_n queda definida por las siguientes expresiones:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (4-30)$$

Además se debe considerar que V_n no debe suponerse mayor a:

$$V_n \leq 2,65 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (4-31)$$

Dónde:

- A_{cv} Área neta de la sección de hormigón en dirección de la fuerza de corte.
- A_{cw} Área de la sección de hormigón resistente al corte.
- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.
- f_y Fluencia del acero de refuerzo.
- α_c Coeficiente que depende de la relación altura y longitud del muro.
- ρ_t cuantía del área de refuerzo transversal.
- ϕ Factor de reducción (0,6).

A continuación se presentan los diagramas de corte de los muros graficando las sollicitaciones de corte, y los límites según las ecuaciones 4-24 y 4-25 en ambas direcciones de análisis.

En la Figura 4-28 presentan los diagramas de corte del muro M1, en ambas direcciones de análisis.

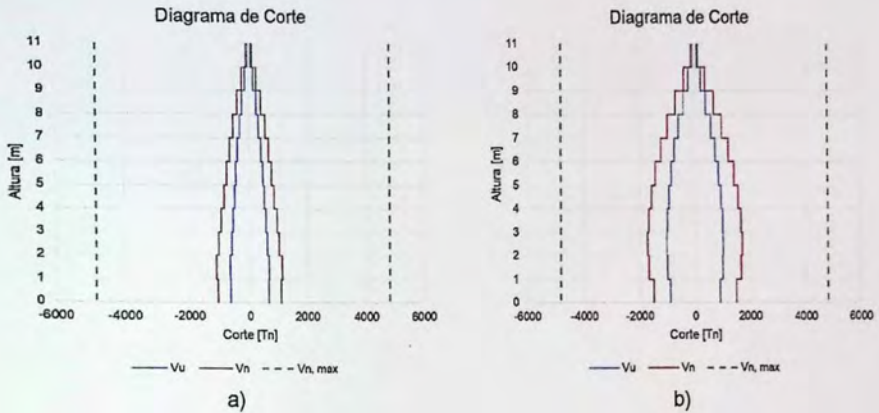


Figura 4-28 Diagrama de Corte muro M1, a) dirección X b) dirección Y.

En la Figura 4-29 presentan los diagramas de corte del muro M2, en ambas direcciones de análisis.

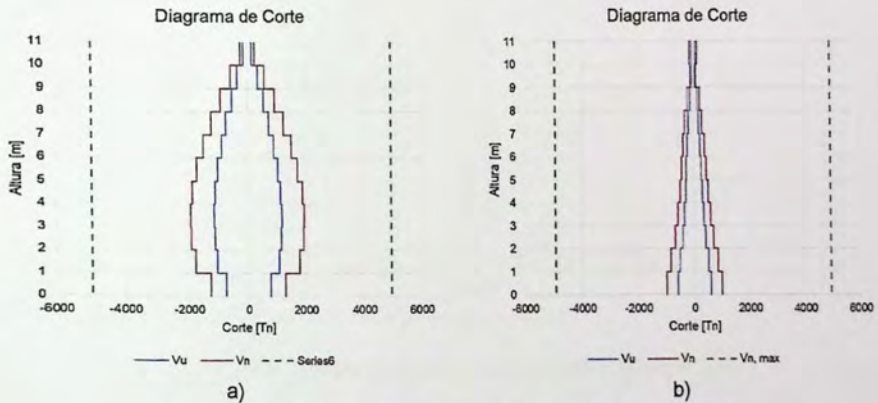


Figura 4-29 Diagrama de Corte muro M2, a) dirección X b) dirección Y.

En la Figura 4-30 presentan los diagramas de corte del muro M3, en ambas direcciones de análisis.

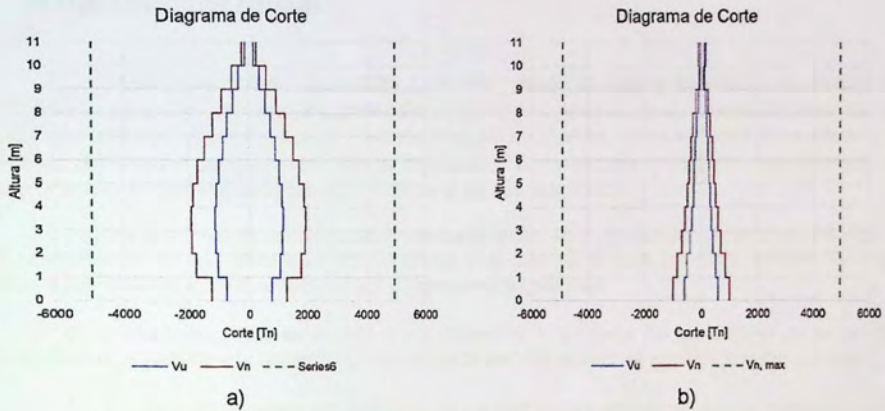


Figura 4-30 Diagrama de Corte muro M3, a) dirección X b) dirección Y.

En la Figura 4-31 presentan los diagramas de corte de los muros M4 y M5.

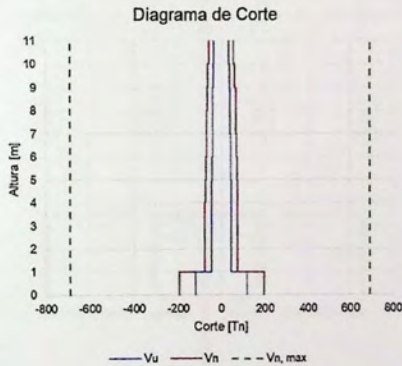


Figura 4-31 Diagrama de Corte muros M4 y M5, a) dirección X.

Capítulo V

5 Análisis no lineal

Como se menciona en el Capítulo 1 de este trabajo, el objetivo es evaluar los efectos del postensado ya antes mencionados, para esto se crean dos modelos en el programa Ruaumoko 2D, programa que permite llevar a cabo diversos análisis no lineales, como el "análisis pushover" y el "análisis dinámico tiempo-historia", con la finalidad de poder realizar un estudio más detallado del comportamiento general de la estructura como el de sus elementos.

Ambos modelos serán idénticos estructuralmente, pero un modelo incorporara los efectos del postensado en sus elementos estructurales y el otro no, lo cual permitirá analizar de mejor manera los efectos a nivel estructural del postensado en edificios.

El análisis no lineal se realiza en la dirección Y a través de un modelo plano en dos dimensiones, y debido a la simetría que presenta la estructura solo se modela la mitad de esta.

A continuación se puede ver cuáles serán los ejes que se modelaran de la estructura original.

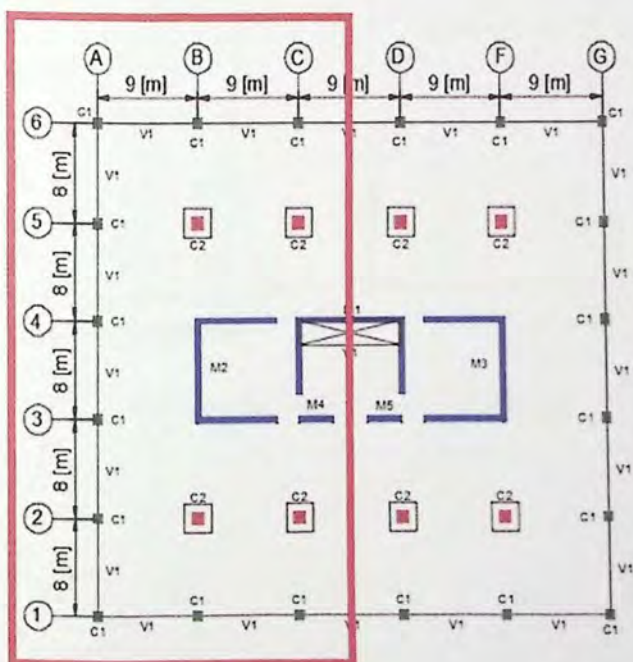


Figura 5-1 Ejes modelados en Ruaumoko 2D.

5.1 Análisis pushover

El primer análisis que se le realiza a la estructura será un análisis estático no lineal más conocido como análisis pushover, básicamente este análisis consiste en la aplicación de cargas laterales en cada uno de los niveles de la estructura, las cuales se van incrementando hasta alcanzar la capacidad última de la estructura.

Con este análisis se obtendrá la curva de capacidad de la estructura, curva en la cual se puede encontrar la relación entre el corte basal y el desplazamiento lateral en el último nivel de la estructura, con esta información se puede realizar una primera comparación de ambos modelos e identificar el comportamiento general de estos, la capacidad de deformación y resistencia de ambos edificios, además se puede identificar los primeros elementos estructurales en formar rotulas plásticas, lo cual permite enfocar el análisis tiempo-historia en dichos elementos más solicitados dentro de la estructura.

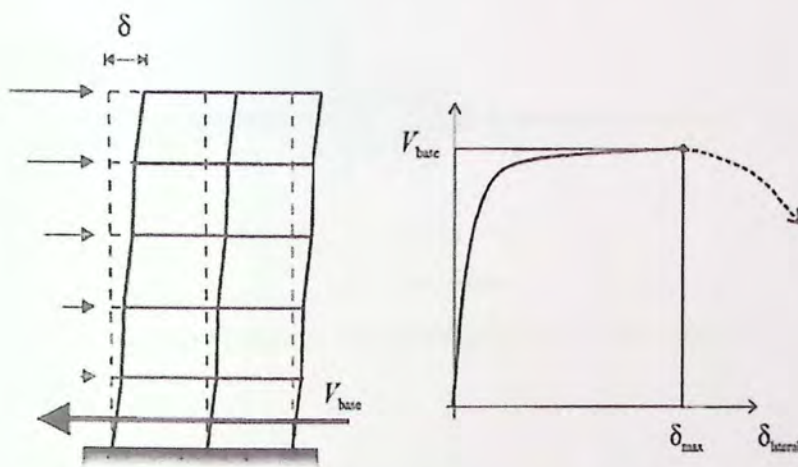


Figura 5-2 Análisis pushover y curva de capacidad [29].

5.2 Análisis dinámico tiempo-historia

El análisis dinámico tiempo-historia permite someter a la estructura a un sismo real, con el fin de obtener la respuesta histerética de los elementos estructurales de ambos edificios, para dicho análisis se utilizan los registros sísmicos de aceleración correspondientes a las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución del terremoto del 27 de febrero del 2010.

5.2.1 Viña del Mar

La duración aproximada del registro de viña del mar es de 125 segundos y su aceleración máxima es de 3,25 [m/seg²], el registro corresponde a la componente E-W.

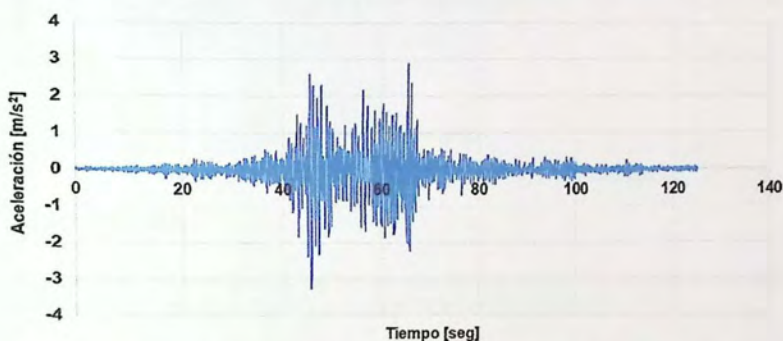


Figura 5-3 Registro de aceleraciones, componente E-W, Viña del Mar.

5.2.2 Concepción

La duración aproximada del registro de viña del mar es de 142 segundos y su aceleración máxima es de 3,93 [m/seg²], el registro corresponde a la componente 1-L.

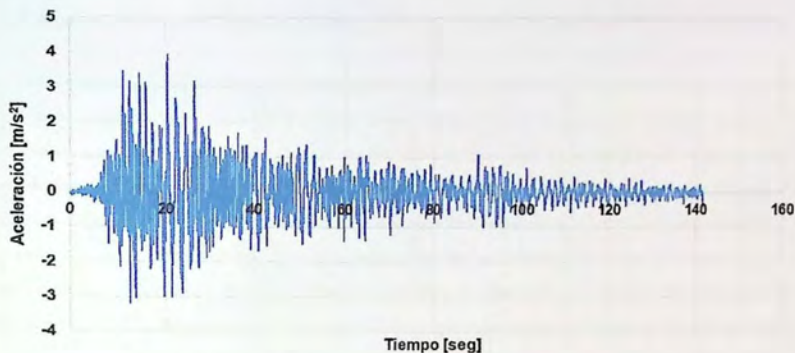


Figura 5-4 Registro de aceleraciones, componente 1-L, Concepción.

5.2.3 Constitución

La duración aproximada del registro de viña del mar es de 143 segundos y su aceleración máxima es de 5,28 [m/seg²], el registro corresponde a la componente 1-L.

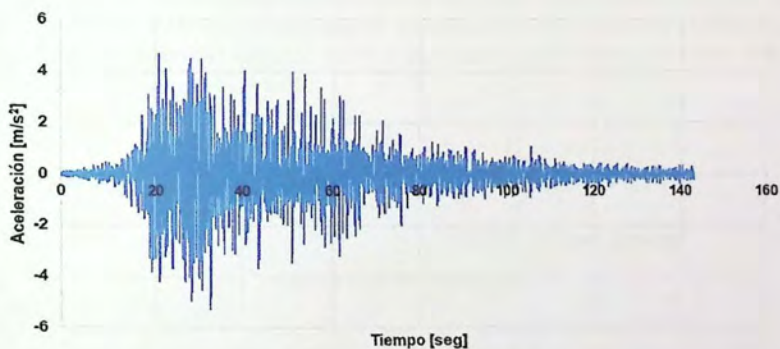


Figura 5-5 Registro de aceleraciones, componente 1-L, Constitución.

5.3 Modelación en Ruaumoko 2D.

Como se manifestó al principio de este capítulo el modelo utilizado en el programa Ruaumoko 2D, solo tiene 3 ejes (A,B Y C) en dirección Y, que corresponde a la mitad del edificio, esta simplificación de la estructura responde a la simetría que presenta esta misma.

A continuación en la Figura 5-6 se puede ver el modelo realizado en el Ruaumoko 2D

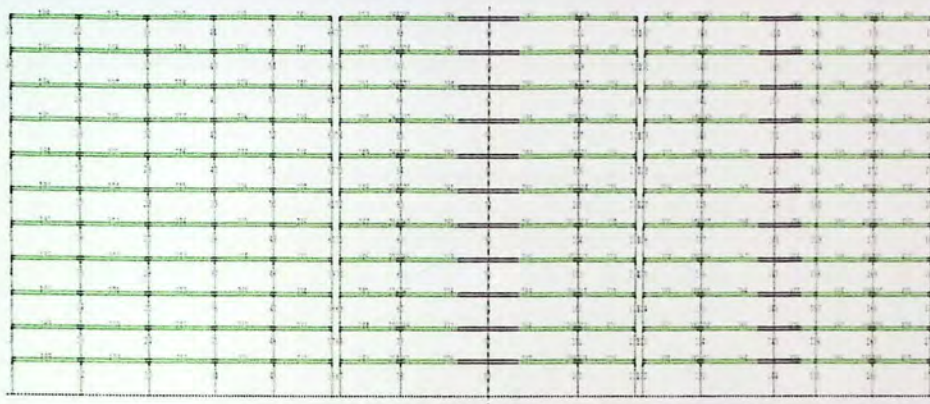


Figura 5-6 Modelo Ruaumoko 2D, ejes A, B y C.

Para modelar el comportamiento inelástico de las vigas, losas, columnas y muros, se ocupó el modelo de viga Giberson de una componente, considerando rótulas plásticas en ambos extremos en los elementos horizontales (vigas y losas) y en la base de elementos verticales (columnas y muros).

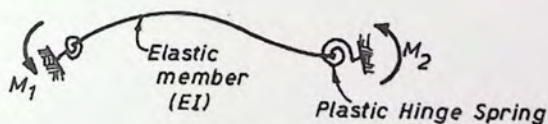


Figura 5-7 Modelo de Giberson.

5.3.1 Modelación de Elementos Postensados

Del análisis y diseño realizado en el programa ADAPT Builder 2015, se obtuvieron las fuerzas de compresión a lo largo de toda la losa y las reacciones hiperestáticas sobre columnas y muros de la estructura.

En el caso de las reacciones hiperestáticas, estas solo se consideran en el modelo con elementos postensados, por lo cual, se incorporaron estas reacciones como cargas estáticas nodales externas, en el eje Y del modelo en dos dimensiones.

A continuación se presentan las reacciones hiperestáticas por nudo en un piso cualquiera, para las distintas áreas tributarias.

Tabla 5-1 Reacciones hiperestáticas área trinaría N°7.

Reacciones Hiperestáticas						Unidades
-1,716	-1,463	-0,847	-0,718	-1,421	-1,721	[Tn]

Tabla 5-2 Reacciones hiperestáticas área trinaría N°8.

Reacciones Hiperestáticas					Unidades
-0,306	-0,60	-3,736	-0,788	-0,289	[Tn]

Tabla 5-3 Reacciones hiperestáticas área trinaría N°9.

Reacciones Hiperestáticas						Unidades
-0,192	-0,349	-4,175	-0,435	-0,379	-0,26	[Tn]

Para introducir la acción del postensado en vigas y losas, se consideraron las secciones transversales correspondientes a las áreas tributarias de diseño del Capítulo 4 punto 4.2.1, ocupando la fuerza de compresión producida por los cables postensados en las tres secciones escogidas, el efecto de esta compresión modifica la capacidad de curvatura de losas y vigas, por lo cual, al momento de definir las propiedades de los elementos en el programa Ruaumoko 2D, se tendrán diagramas de momento-curvatura idealizados distintos para los modelos con y sin losas y vigas post-tensadas.

A continuación se presentan los diagramas de momento-curvatura idealizados con y sin postensado, para las distintas áreas tributarias y se indica la compresión a la largo de toda la losa.

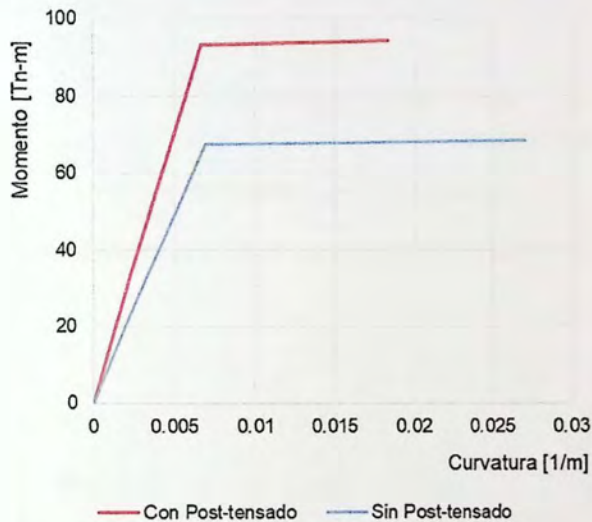


Figura 5-8 Área tributaria N°7, Compresión 215 [Tn].

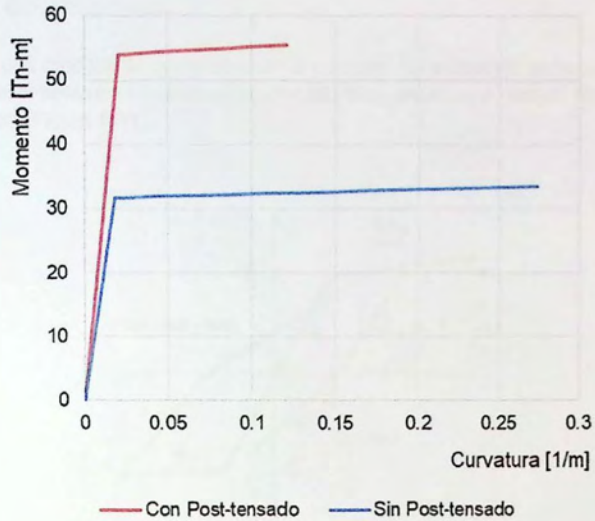


Figura 5-9 Área tributaria N°8 y 9 losa sin capital, Compresión 310 [Tn].

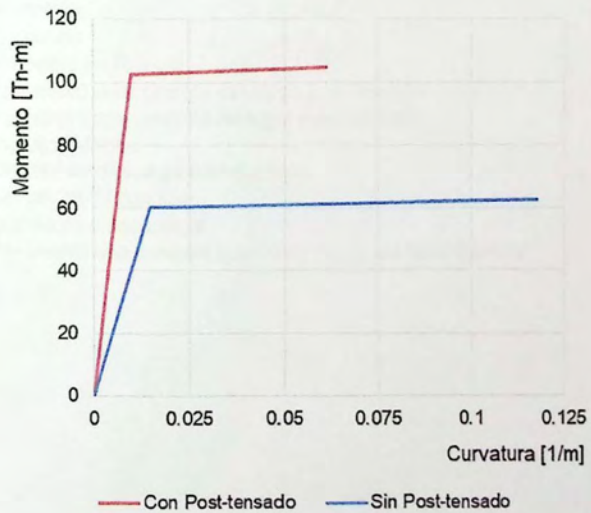


Figura 5-10 Área tributaria N°8 y 9 losa con capital, Compresión 310 [Tn].

5.3.2 Reglas de Histéresis.

Para modelar el comportamiento no lineal considerando la degradación de rigidez producto del agrietamiento en los elementos estructurales, se utiliza el modelo histéretico bilineal de Takeda Modificado (Figura 5-11).

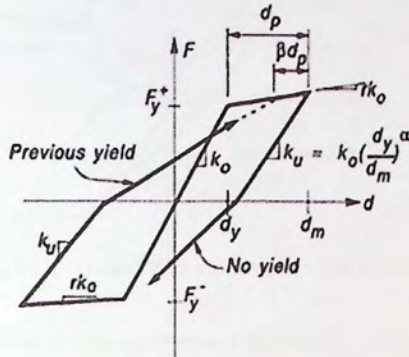


Figura 5-11 Histéresis bilineal de Takeda Modificado [5].

Parámetros que definen la regla de histéresis de Takeda Modificado:

- F Momento.
- d Curvatura.
- F_y Momento de fluencia.
- α Parámetro que controla descarga post-fluencia.
- β Parámetro que controla recarga post-fluencia.
- k_o Rigidez elástica.
- k_u Rigidez de descarga post-fluencia.
- d_y Curvatura de fluencia.
- d_m Curvatura de descarga.
- r Parámetro que controla la pérdida de rigidez post-fluencia.

Debido a la dirección del análisis el comportamiento del muro M1 es asimétrico es por esta razón que el muro M1 está representado por la regla de histéresis trilineal con degradación de rigidez SINA (Figura 5-12).

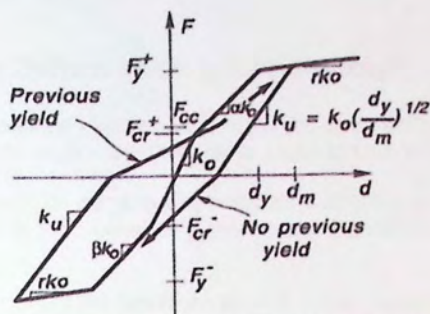


Figura 5-12 Histéresis trilineal con degradación de SINA [5].

Parámetros que definen la regla de histéresis de SINA:

- α Parámetro que controla la reducción de rigidez después de F_{cr+} .
- β Parámetro que controla la reducción de rigidez después de F_{cr-} .
- F_{cr+} Momento de agrietamiento positivo.
- F_{cr-} Momento de agrietamiento negativo.
- F_{cc} momento de cierre de la grieta.

Capítulo VI

6 Análisis de Resultados

6.1 Capacidad de Deformación y Resistencia

La capacidad de deformación y resistencia de cada uno de los edificios estudiados se calculó aplicando una distribución de carga monotónicamente creciente en el tiempo.

Se utilizó una distribución de carga que corresponde a un triángulo invertido, distribución que es una buena estimación de los momentos y deformaciones máximas que la estructura puede desarrollar.

En la Figuras 6-1 se muestra las relaciones de corte basal - desplazamiento de techo para el Edificio con elementos postensados y el Edificio sin elementos postensados.

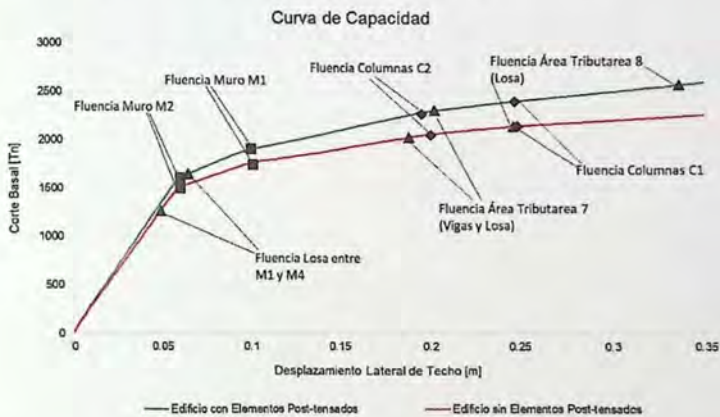


Figura 6-1 Detalle de Fluencia de los elementos en los Edificios con y sin postensado.

En la figura anterior se observa la secuencia de fluencia de los elementos estructurales, se puede observar que el edificio con elementos postensados entrega a la estructura mayor capacidad para disipar energía que el edificio sin los elementos postensados.

La gran diferencia precisamente esta en los elementos postensados, ya que los muros y columnas, de ambas estructuras fluyen a desplazamientos similares, pero los elementos horizontales no.

No obstante, en este análisis también se puede observar que la losa entre los muros M1 y M4, para ambos casos, fluye a menores demandas de desplazamiento en relación a las otras losas de la estructura, esto es debido a los grandes esfuerzos que se concentran entre los dos muros.

Para ver las diferencias en detalle de los dos edificios es que a continuación se presentan los resultados del análisis tiempo-historia.

6.2 Desplazamientos

6.2.1 Desplazamientos Máximos Absolutos

La siguiente figura muestra los desplazamientos máximos absolutos, obtenidos del análisis no-lineal de ambos edificios, siendo a) Edificio con elementos postensados y b) edificio sin elementos postensados, sometidos a los tres registros de aceleración (ver punto 5.2 Capítulo 5).

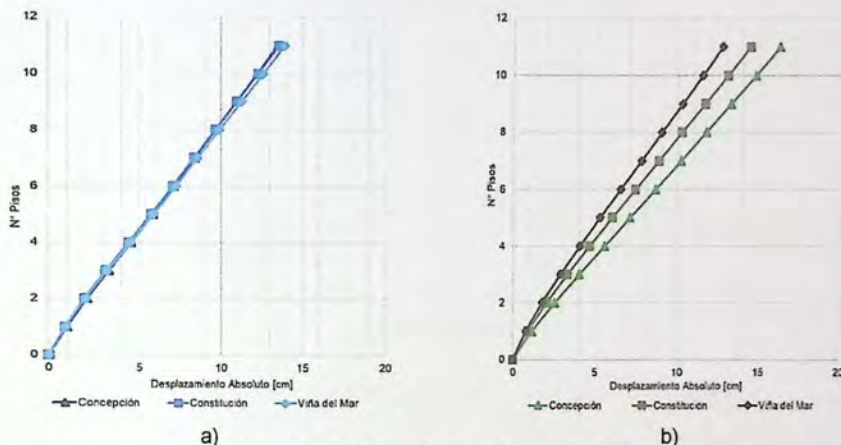


Figura 6-2 Desplazamientos máximos absolutos.

A continuación se presenta una tabla resumen de los resultados mostrados anteriormente en la Figura 6-2.

Tabla 6-1 Desplazamientos máximos absolutos.

Edificio	Concepción	Constitución	Viña del Mar	Unidades
Con elementos postensado	13,51	13,58	13,91	[cm]
Sin elementos postensados	16,27	14,44	12,73	[cm]

Como se muestra en el cuadro anterior los desplazamientos máximos absolutos para el edificio con elementos postensados presentan pequeñas variaciones, no así, el edificio sin elementos postensados que presenta variaciones un poco más holgadas, siendo el registro de Concepción el que mayor desplazamiento demanda.

No obstante, respecto al registro de Viña del Mar, se presenta una singularidad, ya que el desplazamiento máximo absoluto es menor en el edificio sin elementos postensado que en el edificio con elementos postensados, para explicar este fenómeno se debe considerar que los periodos de ambos edificios son distintos, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6-2 Periodos de los Edificios.

Edificio	Periodos
Con elementos postensado	1,137
Sin elementos postensados	1,167

Ya que sus periodos son distintos, la demanda de desplazamientos se estos también lo será, en la figura a continuación se puede ver donde se ubican ambos edificios en las curvas de desplazamiento espectral de los e registros anteriormente estudiados.

Curvas de Desplazamiento Espectral

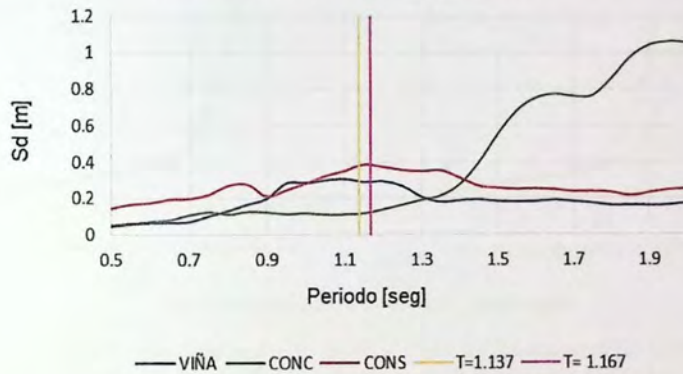


Figura 6-3 Curvas de desplazamientos espectral de los 3 registros estudiados.

Como se puede ver en la Figura 6-3 donde se intersectan los periodos de ambas estructuras con la curva correspondiente al registro de Viña del Var esta va decreciendo, dando un valor de desplazamiento espectral para el edificio con elementos postensados de 0,3072 [m] y para el edificio sin elementos postensados es de 0,2905 [m].

6.2.2 Desplazamientos Relativos de Entre Piso (Drift)

En la Figura 6-4 se muestran los desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos del análisis no-lineal de ambos edificios, siendo a) Edificio con elementos postensados y b) edificio sin elementos postensados, sometidos a los tres registros de aceleración (ver punto 5.2 Capítulo 5).

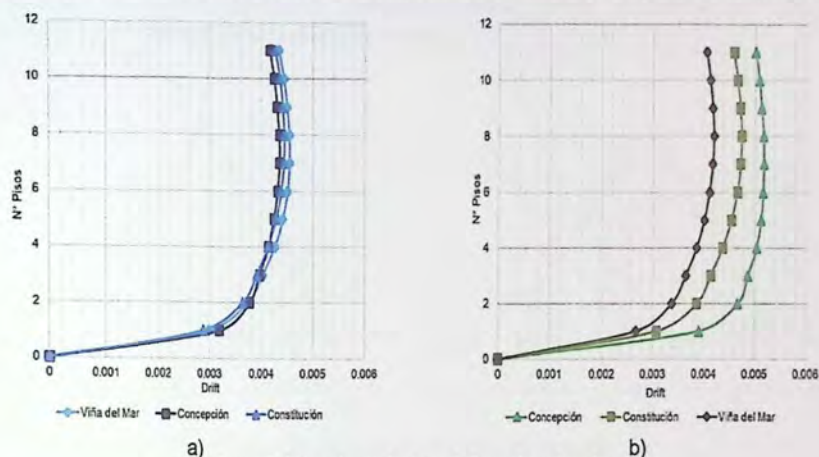


Figura 6-4 Desplazamientos relativos de entre pisos

A continuación se presenta una tabla resumen de los desplazamientos relativos de entre piso máximos obtenidos de los resultados mostrados anteriormente en la Figura 6-5.

Tabla 6-3 Desplazamientos máximos de entre piso

Edificio	Concepción	Constitución	Viña del Mar
Con elementos postensado	0,0044	0,0045	0,0046
Sin elementos postensados	0,0052	0,0048	0,0042

Al igual que en análisis realizado en el punto 6.2.1 del presente capítulo, el desplazamiento máximo relativo de entrepiso ocurre con el registro de Concepción para el edificio sin elementos postensados y se mantiene la singularidad ocurrida con el registro de Viña del Mar, explicado anteriormente.

6.3 Demandas de Momento y Corte

A continuación en las Figuras 6-5 y 6-6 se muestran las demandas de momento y corte respectivamente, del muro M2 ya que es el muro principal de la sección escogida en la dirección de análisis descrita en el capítulo 5, se muestran los diagramas de los 3 registros ya antes mencionados comparándolos con el momento nominal, siendo a) Edificio con elementos postensados y b) edificio sin elementos postensados.

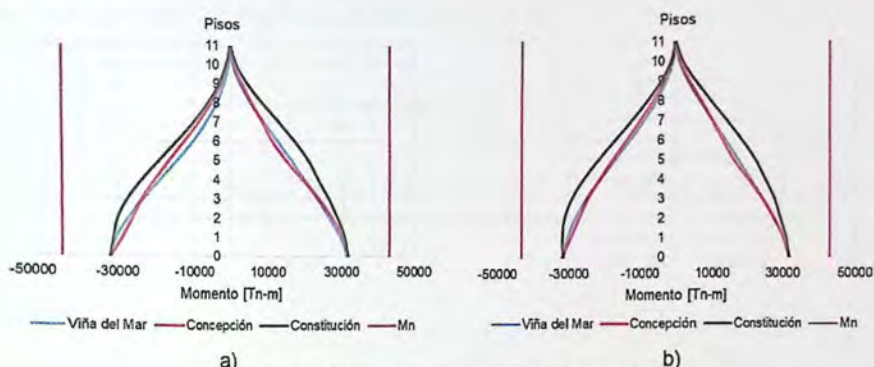


Figura 6-5 Diagramas de momento del muro M2.

Como se muestra en la Figura 6-6 los diagramas de momentos son muy parecidos en ambos edificios, siendo mayor la envolvente de momento del registro de Constitución en ambos casos, aun así estos se encuentran muy por debajo del momento nominal.

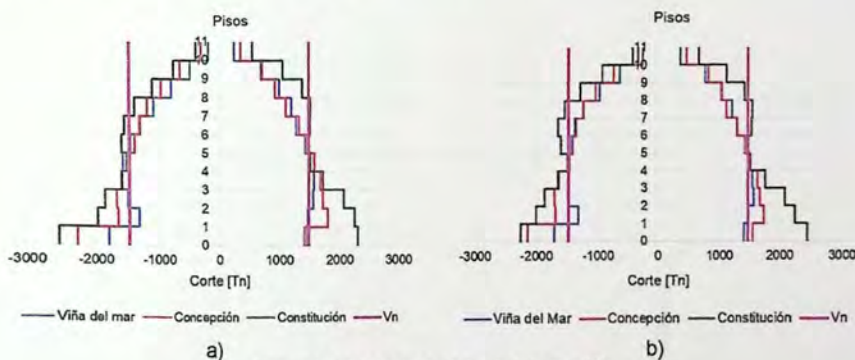


Figura 6-6 Diagramas de corte del muro M2.

En la Figura 6-6 se puede apreciar que siguiendo la lógica de los momentos envolventes las demandas de corte para ambos sistemas son parecidas siendo la mayor la demanda debido al registro de Constitución, cabe señalar el corte nominal calculado según norma se ve superado ampliamente en los primeros pisos en ambos casos.

6.4 Demandas de Ductilidad

En esta sección se analizará la demanda de ductilidad de los distintos elementos de la estructura, seleccionando aquellos que en el análisis pushover entraron en fluencia primero que otros.

La demanda de ductilidad en los elementos, se determina mediante la relación entre la curva última y la curva de fluencia, como se muestra en la ecuación 6-1, de esta forma se representa la capacidad que posee un elemento para deformarse inelásticamente luego de haber alcanzado la fluencia

$$\text{Ductilidad} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (6-1)$$

A continuación, se presentan las curvas de histéresis de los muros, donde a) Edificio con elementos postensados y b) Edificio sin elementos postensados.

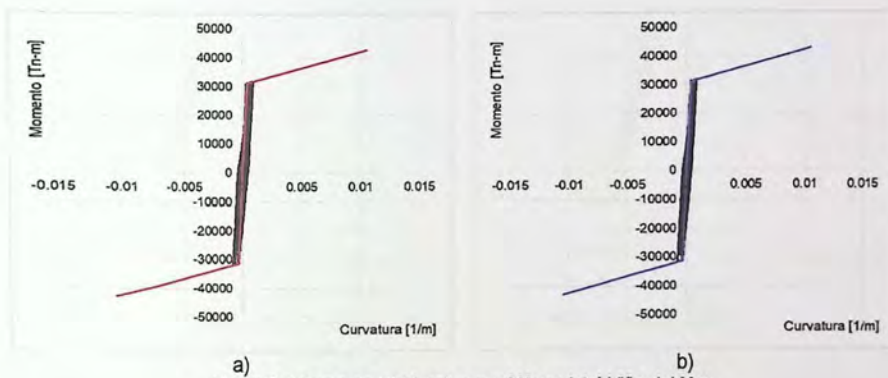


Figura 6-7 Curva de Histéresis muro M2, registró Viña del Mar.

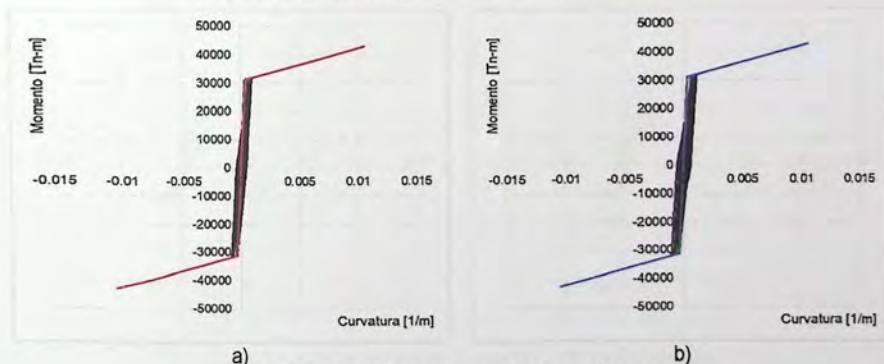
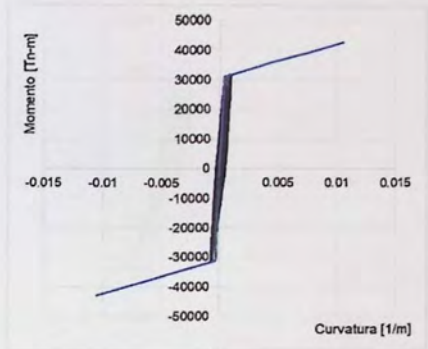
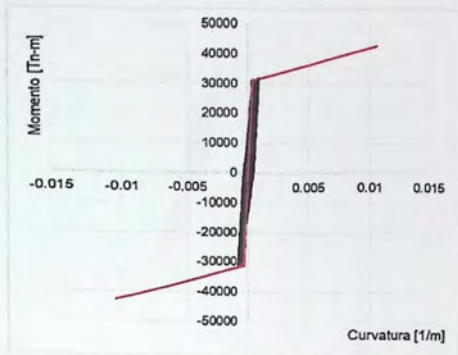
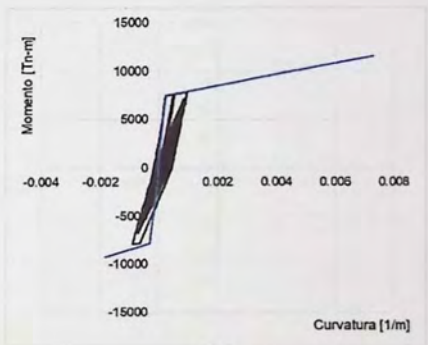
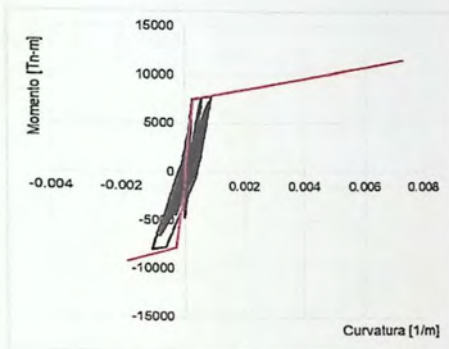


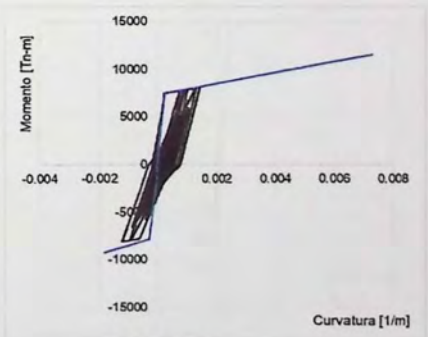
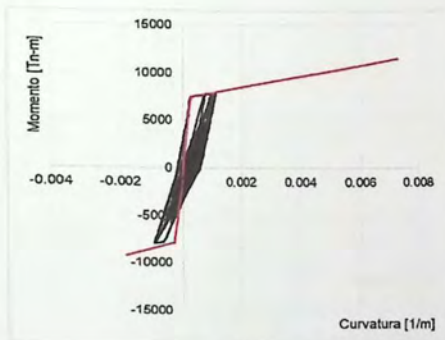
Figura 6-8 Curva de Histéresis muro M2, registró Concepción.



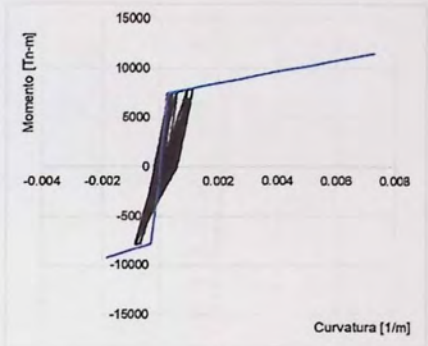
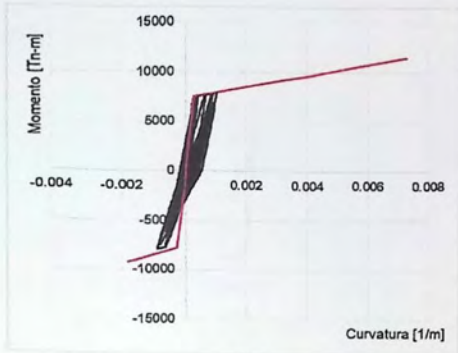
a) b)
 Figura 6-9 Curva de Histéresis muro M2, registró Constitución.



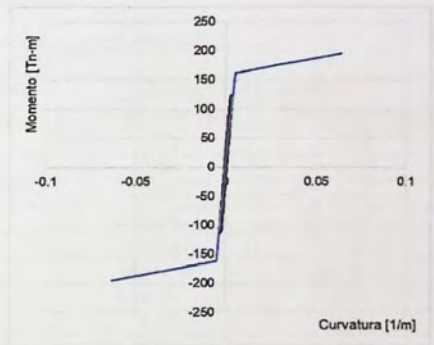
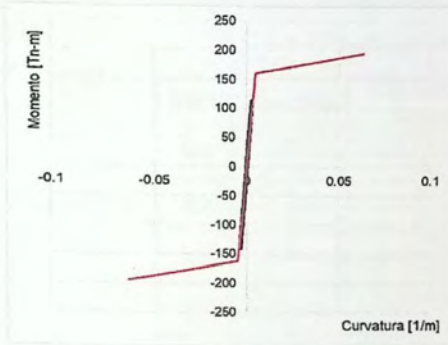
a) b)
 Figura 6-10 Curva de Histéresis muro M1, registró Viña del Mar.



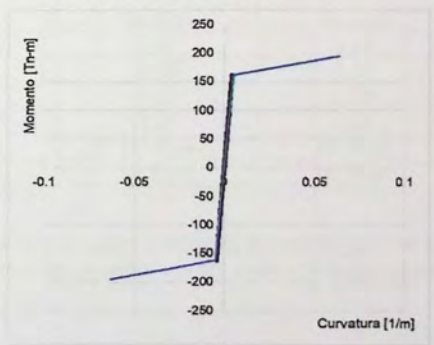
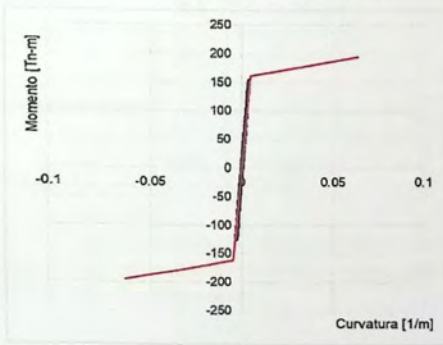
a) b)
 Figura 6-11 Curva de Histéresis muro M1, registró Concepción.



a) b)
 Figura 6-12 Curva de Histéresis muro M1, registró Constitución.



a) b)
 Figura 6-13 Curva de Histéresis muro M4, registró Viña del Mar.



a) b)
 Figura 6-14 Curva de Histéresis muro M4, registró Concepción.

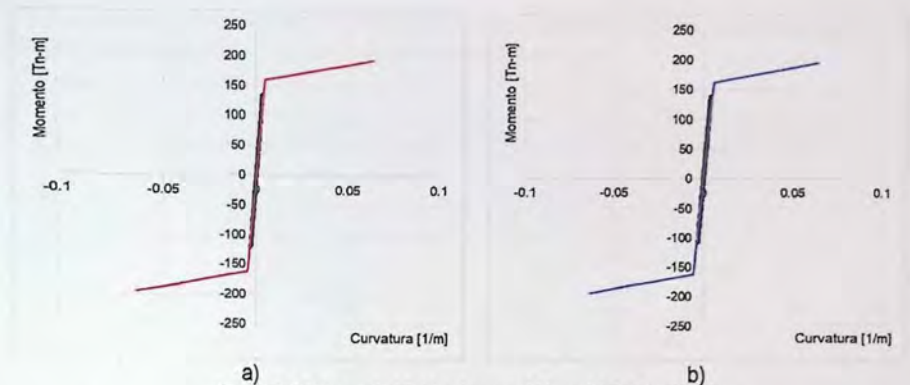


Figura 6-15 Curva de Histéresis muro M4, registró Constitución.

En la tabla 6-4 se presenta un resumen de la demanda de curvatura de los 3 registros analizados en los edificios con y sin elementos postensado.

Tabla 6-4 Resumen de demanda de curvatura en muros.

Registro	Muro	Dirección	Capacidad de Curvatura	Demanda de Curvatura	
				Con postensado	Sin postensado
Viña del Mar	M1	+	28,04	3,29	3,65
		-	6,22	3,57	3,02
	M2	+	28,83	2,61	2,37
		-	28,83	2,35	2,23
	M4	+	12,6	No fluye	No fluye
		-	12,6	No fluye	No fluye
Concepción	M1	+	28,04	4,29	5,36
		-	6,22	3,20	4,17
	M2	+	28,83	2,61	3,14
		-	28,83	2,36	2,97
	M4	+	12,6	No fluye	No fluye
		-	12,6	No fluye	No fluye
Constitución	M1	+	28,04	3,88	4,26
		-	6,22	3,06	2,76
	M2	+	28,83	2,53	2,68
		-	28,83	2,27	2,14
	M4	+	12,6	No fluye	No fluye
		-	12,6	No fluye	No fluye

Las demanda de capacidad sobre los muros, los cuales componen el centro rígido de la estructura, son similares en ambos casos, y en ambos casos están muy por debajo de la capacidad de curvatura de los muros.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis de las columnas, donde a) Edificio con elementos postensados y b) Edificio sin elementos postensados.

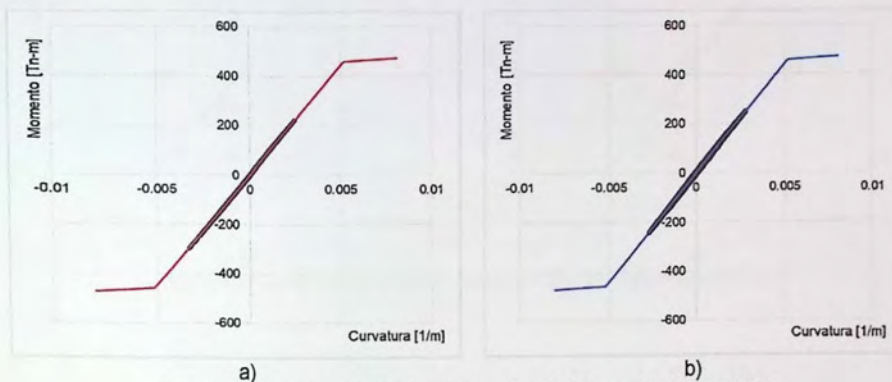


Figura 6-16 Curva de Histéresis columna de 100x100, registró Viña del Mar.

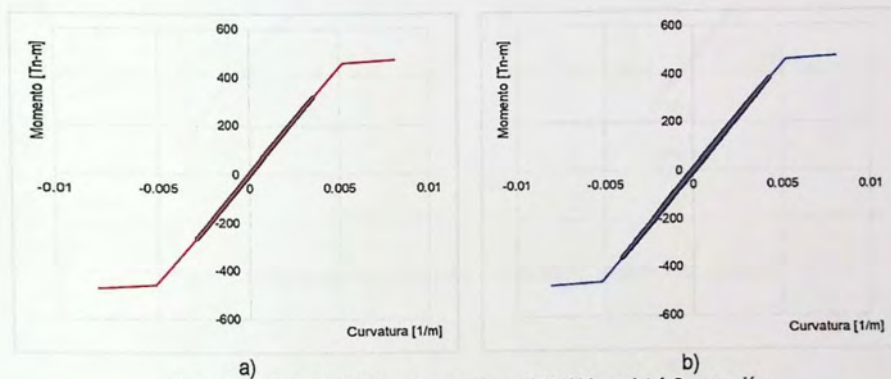
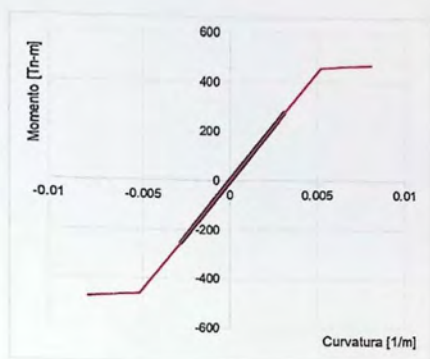
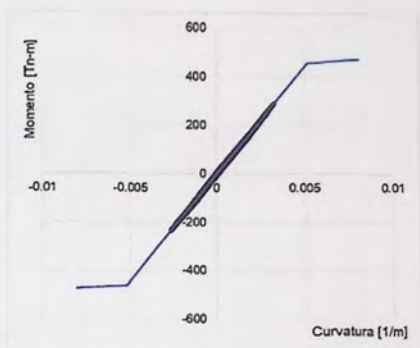


Figura 6-17 Curva de Histéresis columna de 100x100, registró Concepción.

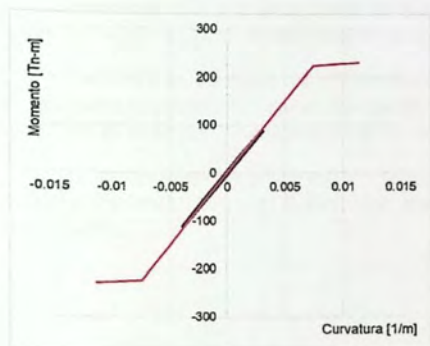


a)

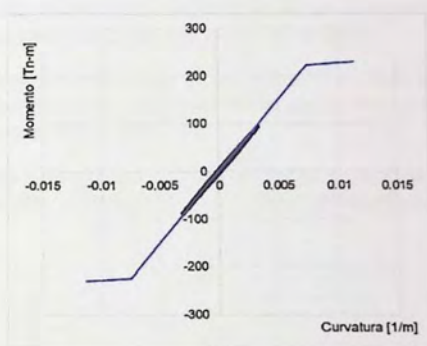


b)

Figura 6-18 Curva de Histéresis columnas de 100x100, registró Constitución.

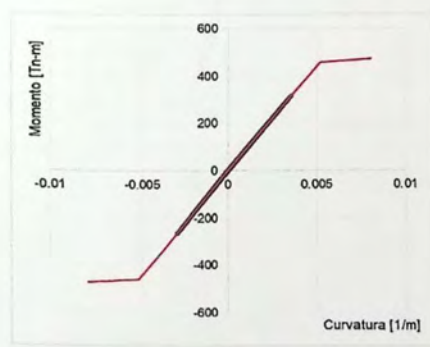


a)

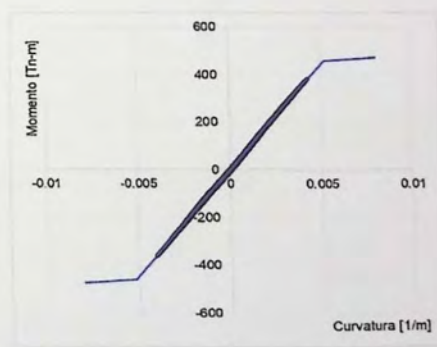


b)

Figura 6-19 Curva de Histéresis columnas de 80x80, registró Viña del Mar.



a)



b)

Figura 6-20 Curva de Histéresis columnas de 80x80, registró Concepción.

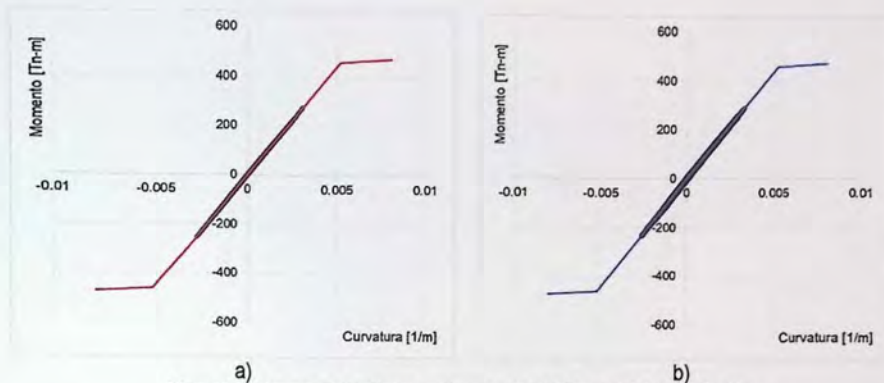


Figura 6-21 Curva de Histéresis columnas de 80x80, registró Constitución.

Como se muestra en las figuras anteriores las columnas tanto exteriores como interiores no son demandadas más allá de su límite de fluencia, es decir, las solicitaciones de los 3 registros mantienen a las columnas en sus respectivos rangos elásticos para ambos tipos de edificios.

Si bien a las columnas del edificio con elementos postensado se les incorporo el efecto de las reacciones hiperestáticas en las uniones de vigas-columnas y losas-columnas, estas reacciones por lo que se ve en las gráficas anteriores no tiene gran relevancia.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis de la acción en conjunto de vigas y losas perimetrales, donde a) Edificio con elementos postensados y b) Edificio sin elementos postensados.

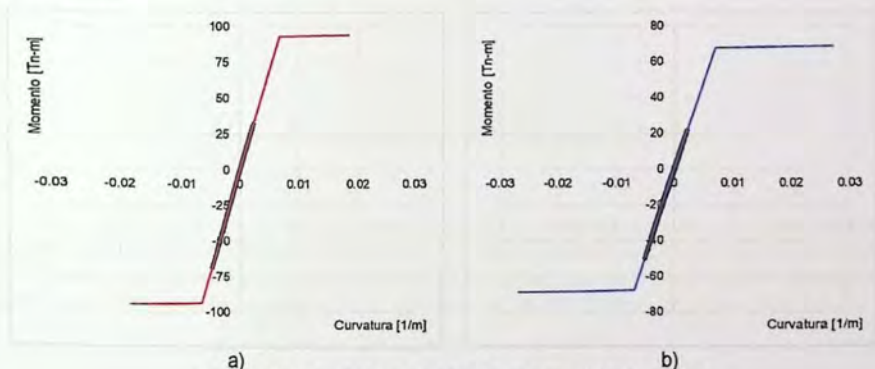


Figura 6-22 Curva de Histéresis vigas-losas, registró Viña del Mar.

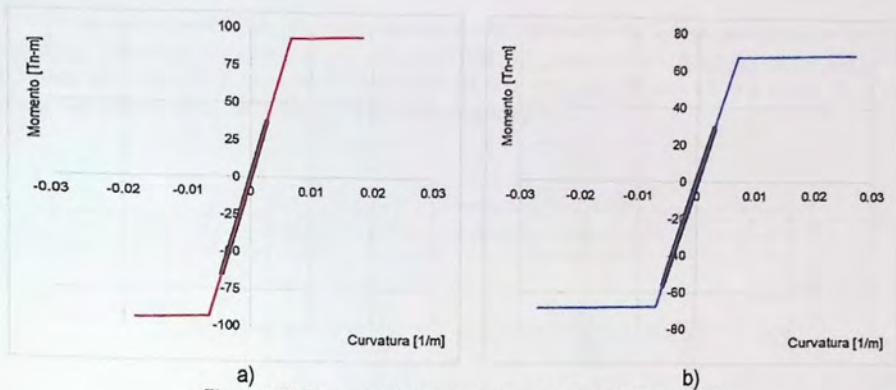


Figura 6-23 Curva de Histéresis vigas-losas, registró Concepción.

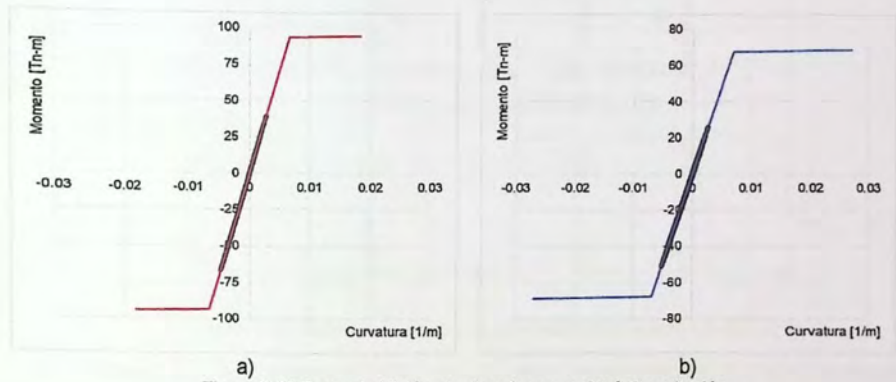


Figura 6-24 Curva de Histéresis vigas-losas, registró Constitución.

Como se puede ver en las gráficas anteriores el postensado provee a los elementos una mayor resistencia, pero también modifica la capacidad de curvatura, ya que esta para los elementos con postensado es de 2,73 y para los elementos sin postensado es de 3,91, aunque para ambos casos las demandas de los 3 registros no superan la capacidad de fluencia de los elementos.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis de la losa que según el análisis pushover presento mayores daños, que es la losa (L1) que se ubica entre los muros M1 y M4, además se presentara la curva de histéresis de una losa (L2) ubicada entre el muro M1 y una columna interior como se indica en la figura a continuación.

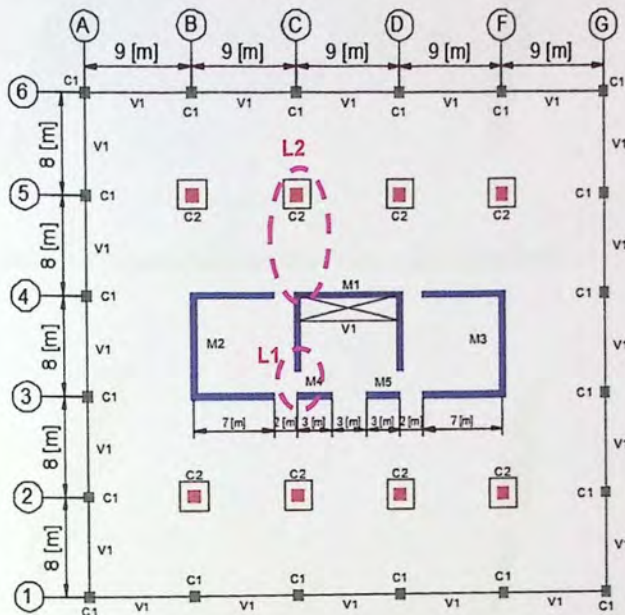


Figura 6-25 Ubicación losas L1 y L2 pertenecientes a la Área tributaria N°9.

Donde y para ambos casos a) Edificio con elementos postensados y b) Edificio sin elementos postensados.

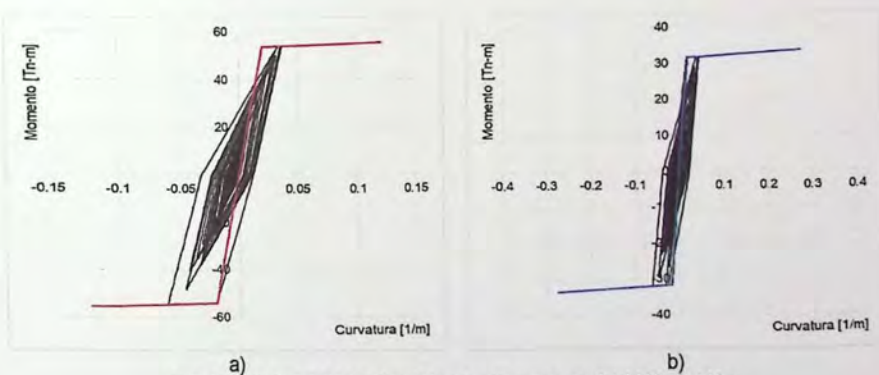
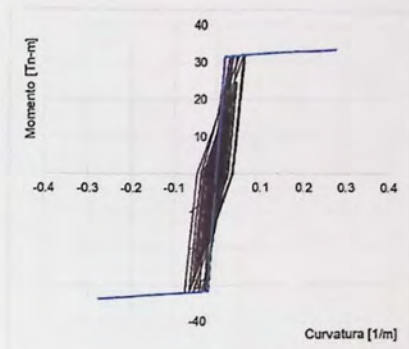
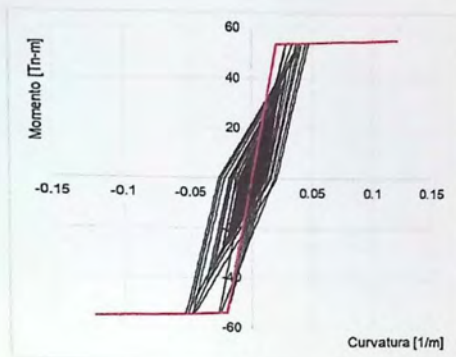
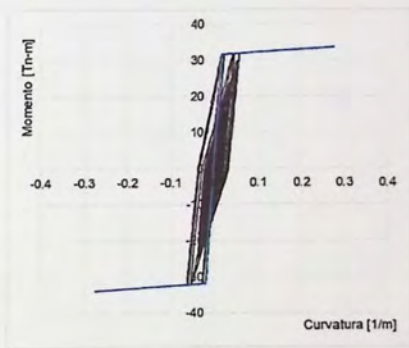
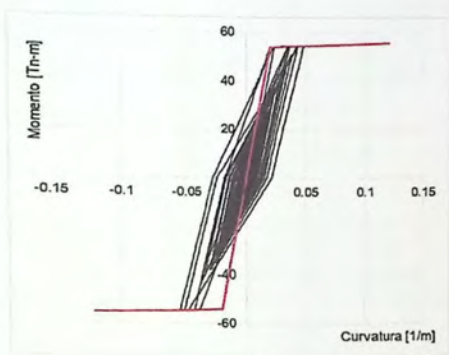


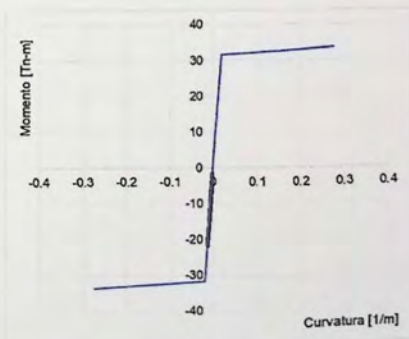
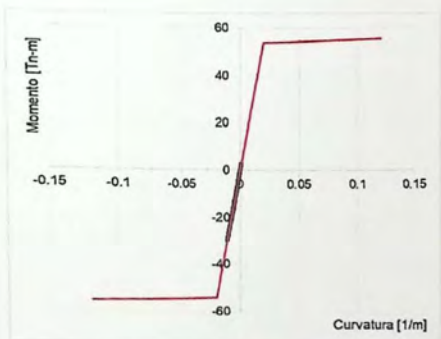
Figura 6-26 Curva de Histéresis losa entre muros, registró Viña del Mar.



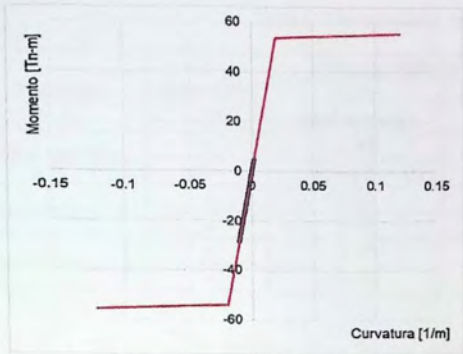
a) b)
 Figura 6-27 Curva de Histéresis losa entre muros, registró Concepción.



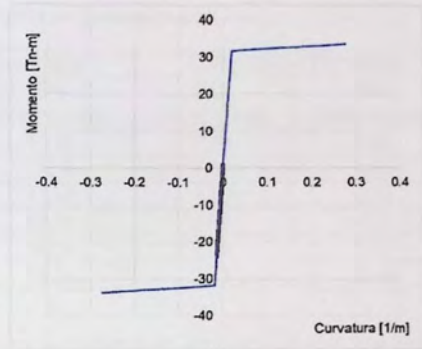
a) b)
 Figura 6-28 Curva de Histéresis losa entre muros, registró Constitución.



a) b)
 Figura 6-29 Curva de Histéresis losa entre muro y columna, registró Viña del Mar.

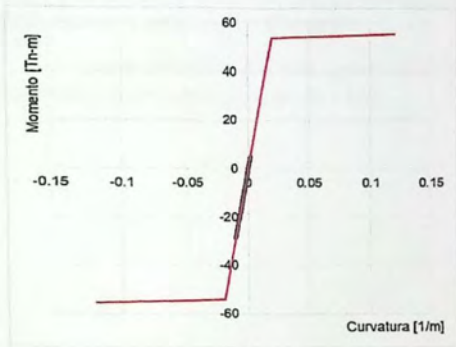


a)

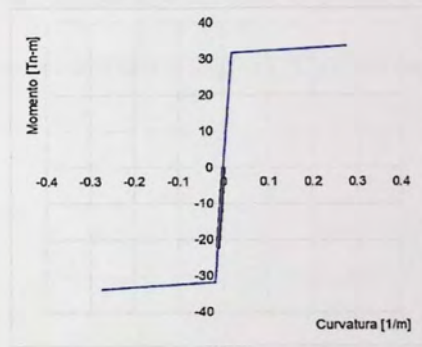


b)

Figura 6-30 Curva de Histéresis losa entre muro y columna, registró Concepción.



a)



b)

Figura 6-31 Curva de Histéresis losa entre muro y columna, registró Constitución.

En la tabla 6-5 se presenta un resumen de la demanda de curvatura de los 3 registros analizados para el caso de la losa entre muros.

Tabla 6-5 Resumen de demanda de curvatura en losa.

Registro	Dirección	Capacidad de Curvatura		Demanda de Curvatura	
		Con postensado	Sin postensado	Con postensado	Sin postensado
Viña del Mar	+	5,86	15,14	1,81	2,48
	-	5,86	15,14	3,01	3,43
Concepción	+	5,86	15,14	2,30	3,52
	-	5,86	15,14	2,66	4,08
Constitución	+	5,86	15,14	2,35	3,17
	-	5,86	15,14	2,73	3,40

Tal como se muestra en la figuras anteriores la demanda de curvatura sobre la losa entre muros es menor a su capacidad, sin embargo la losa post-tensada se encuentra más cercana a la falla en relación a su capacidad de curvatura que la losa sin postensado. Este efecto se da particularmente en la losa que se encuentra entre los muros ya que para la losa que esta entre el muro y la columna si bien siguen las diferencias entre capacidades de curvatura, las demandas no alcanzan la fluencia de los elementos.

Cabe señalar que la losa que se ubica entre los muros tiene un largo de 4 [m] y la losa entre columna y muro tiene un largo de 8 [m].

Capítulo VII

7 Conclusiones y Comentarios

A continuación se presentan las principales conclusiones y comentarios a raíz de los resultados obtenidos del trabajo realizado al diseñar un edificio de oficinas con marcos perimetrales, losas con capiteles y núcleo rígido con losas y vigas post-tensadas, diseñado conforme a la normativa vigente en Chile.

La aplicación del postensado en losas y vigas produce cambios en la rigidez y ductilidad en estos elementos, estos cambios se refieren a un aumento en la resistencia del elemento pero a su vez una disminución de su ductilidad ante las distintas solicitaciones de cargas, esta variación de rigidez y ductilidad de vigas y losas afecta en forma general a la estructura, ya que como se muestra en el análisis no lineal tiempo-historia, la incorporación de los efectos del postensado disminuye el periodo lateral de vibración de la estructura analizada.

Estos cambios antes mencionados, producidos por el postensado de los elementos horizontales, produjeron una variación de los desplazamientos máximos absolutos en la estructura analizada, disminuyendo los desplazamientos para los registros de Constitución en un 6,0% y Concepción en un 20,0%, y aumentando su desplazamiento máximo absoluto en el caso del registro de Viña del Mar en un 9,0% debido a la variación del periodo respecto a la curva de desplazamiento espectral.

Las demandas de curvaturas sobre los muros, varían con la incorporación del postensado en la estructura, sin embargo, estas variaciones no son significativas respecto a la capacidad de curvatura de los muros, es importante señalar, que para la estructura en cuestión, las variaciones entre las demandas si fueron significativas, llegando a disminuir en un 30% para el registro de Concepción y aumentando en un 18% para el registro de Viña del Mar, este último debido a la mayor demanda de desplazamiento respecto al edificio sin elementos postensados.

Las reacciones hiperestáticas producidas por el sistema postensados en las uniones entre elementos verticales y horizontales, para las columnas bajo capiteles y muros de la estructura, donde estas reacciones, si bien existen, son menores comparadas con las fuerzas axiales que resisten las columnas producto de las fuerzas gravitacionales, promediando un 2,0% para las columnas y un 1,5% en el caso de los muros, considerando las fuerzas gravitacionales por nivel. Respecto a las demandas de curvatura sobre las columnas producidas por los distintos registros, estas se mantienen dentro del rango lineal en ambas estructuras analizadas.

La demanda de curvatura en losas y vigas con y sin postensado, ante los 3 registros ya mencionados, es elástica, no incursiona en el rango no lineal, sin embargo, la losa que conecta los muros M1 y M4 haciendo de acople, sobrepasa su punto de fluencia, siendo la demanda de curvatura para la losa post-tensada en promedio un 25% menor que sin post-tensar, pero a su vez, también es menor la capacidad de curvatura llegando a un 38% de la capacidad de curvatura sin post-tensar.

Dado los resultados obtenidos en el desarrollo de este trabajo se puede determinar que los efectos que no se consideran al momento de realizar el análisis y diseño de un edificio con elementos postensados, no representan variaciones significativas sobre la estructura.

8 Referencias

- [1] Aalami, B. (2015). Post-Tensioning in Ground-Supported Slabs. *PTI Journal*.
- [2] Aalami, D. B. (2004). Prestressing Losses and Elongation Calculations. *ADAPT Technical Note*.
- [3] ACI - 318 - 08. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*.
- [4] ACIES; Asociación de Consultores Independientes de Estructuras de Edificación. (s.f.). *Sesión Técnica Monográfica N°3: Losas Postensadas en Edificación*.
- [5] Athol J Carr. (2008). *User Manual for the 2 - Dimensional Version, Ruaumoko 2D*. Christchurch New Zealand: University of Canterbury.
- [6] B., A. A. (2002). Aplicación de Nuevo Sistema Constructivo en Edificio El Golf 2001: Losas Postensadas con Adherencia. *Revista Bit*, 54 - 55.
- [7] Burgos, M. N., & pozo, J. P. (s.f.). *Rigidez Efectiva de los Elementos de Concreto Armado*.
- [8] Capella-Llovera, M. S.-L. (2014). *The Four Ages of Early Prestressed Concrete Structures*. *PCI Journal*.
- [9] Carr, A. J. (2008). *User Manual for the 2 - Dimensional Version, Ruaumoko 2D*. Christchurch New Zeland: University of Canterbury.
- [10] Computers & Structures, I. (2015). *User Manual ETABS - Extended Tridimensional Analysis Of Building Systems*.
- [11] Daniel Díaz, C. V. (2003). *Tecnología de Construcción de Grandes Pisos Superplanos Postensados*. *Revista Ingeniería de Construcción*.
- [12] Decreto Supremo N°60. (2010). *Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado*.
- [13] Decreto Supremo N°61. (2010). *Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios*.
- [14] Escamilla, A. C., & Martín, L. F. (s.f.). Pérdidas de la Fuerza de Pretensado. En *Hormigón Pretensado* (págs. 135 - 167).
- [15] G.Nawy, E. (2009). *Prestressed Concrete a Fundamental Approach*.
- [16] H.Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*.
- [17] H.Nilson, A. (s.f.). *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*.
- [18] Kelley, G. S. (2001). Diseño de Entrepisos de Hormigón Postensado. *Ingeniería Estructural*, 12-27.
- [19] León, M. A. (2008). *Diseño y Aplicación de Sistemas de Postensado de Losas con Tendones no Adheridos en Estructuras de Uso Habitacional y comercial*.
- [20] Méndez, E. A., & Cuevas, Ó. M. (2012). Estudio Experimental de Conexiones Columna-Losa Postensada Aligerada. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 34 - 61.
- [21] Montes, E. H., & Martín, L. M. (2007). *Hormigón Armado y Pretensado*. Granada: Grupo de Investigación TEP-190 Ingeniería e Infraestructuras.
- [22] NCh 1537 Of 2009. (2009). *Diseño Estructural de Edificios - Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso, Instituto Nacional*.

- [23] NCh 170 Of 2016. (2016). Hormigón, Requisitos Generales.
- [24] NCh 3171 Of 2010. (2010). *Disposiciones y Combinaciones de Carga*, Instituto Nacional de Normalización.
- [25] NCh 433 Of 1996 Mod. 2009. (2009). *Diseño Sísmico de Edificios*, Instituto Nacional de Normalización.
- [26] O.Aalami, B. (1989). Desing of Post-Tensioned Floor Slabs. *pti Technical Notes*.
- [27] O.Aalami, B. (1994). Unbonded and bonded Psot-Tensioning Systems in Building Construction a Design and Performance Review. *pti TechnicalNotes*, 1-9.
- [28] O.Aalami, B. (2007). Critical Milestones in Development of Post-Tensioned Buildings. *Products & Practice Spotlight*.
- [29] Satyarno, I. (2000). *Adaptive Pushover Analysis for the Seismic Assessment of Older Reinforced Concrete Buildings*. New Zealand.
- [30] SMIE Sociedad Mexicana de la Ingeniería Estructural, A.C. (2008). *Edificios y Sistemas Presforzados: El Uso del Presfuerzo no Adherido en Edificación*.
- [31] Software, A. S. (2015). *ADAPT - Builder Getting Started Guide*.

Anexo A

Perdidas del Postensado en Vigas

Las pérdidas debido al postensado se dividen en 2 categorías, las instantáneas, que se producen durante el proceso de fabricación, y las diferidas a lo largo del tiempo.

Perdidas	Hormigón	Torones
Instantáneas	<ul style="list-style-type: none"> • Acortamiento elástico instantáneo por la fuerza de pretensado 	<ul style="list-style-type: none"> • Corrimiento y ajustes de las cuñas de pretensar • Fricción de los cables
Diferidas por el tiempo	<ul style="list-style-type: none"> • Retracción del hormigón • Fluencia plástica del hormigón 	<ul style="list-style-type: none"> • Relajación del acero

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pa} + \Delta f_R + \Delta f_{pe} + \Delta f_{cr} + \Delta f_{cf} + \Delta f_{TR}$$

Dónde:

- Δf_{pt} Pérdida total en los torones. $[k_g/cm^2]$
- Δf_{pa} Pérdida por corrimiento y ajustes de cuñas. $[k_g/cm^2]$
- Δf_R Pérdida por relajación del acero de pros-tensado. $[k_g/cm^2]$
- Δf_{pe} Pérdida por el acortamiento elástico instantáneo del hormigón. $[k_g/cm^2]$
- Δf_{cr} Pérdida por la retracción del hormigón. $[k_g/cm^2]$
- Δf_{cf} Pérdida por la fluencia plástica del hormigón. $[k_g/cm^2]$
- Δf_{TR} Pérdida por fricción de tensado. $[k_g/cm^2]$

➤ **Pérdida por el acortamiento instantáneo del hormigón (Δf_{pe})**

$$\Delta f_{pe} = n * f_{cp}$$

Dónde:

- Δf_{pe} Pérdida por el acortamiento elástico instantáneo del hormigón.
- n Relación entre los módulos de elasticidad ($n = E_p/E_c$).
- E_p Módulo de elasticidad del acero postensado.
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón.
- f_{cp} Esfuerzo en el hormigón a la altura de la excentricidad (e) del cable de postensado.

$$f_{cp} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{eMD}{I_c}$$

- P_i Fuerza de pretensado.
- A_c Área de la sección transversal del elemento.
- I_c Momento de inercia de la sección de hormigón.
- e Distancia desde el c.g. de la sección de hormigón hasta el c.g. del acero de postensado.
- r^2 Radio de giro al cuadrado de la sección ($r^2 = I_c / A_c$).
- MD Momento flector por carga permanente.

Parámetro	Valor	Unidad
MD	1354296	$kg - cm$
A_c	2800	cm^2
I_c	114333,3	cm^4
r^2	408,3	cm^2
e	0,25	cm
P_i	52432,21	kg
f_{cp}	-18,36	kg/cm^2
Δf_{pe}	174,89	kg/cm^2

➤ **Pérdidas por corrimiento y ajustes de cuñas (Δf_{pa})**

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta L}{L} * E_p$$

Dónde:

- Δf_{pa} Pérdidas por corrimiento de cuñas.
- ΔL Elongación del torón (valor obtenido por parte del proveedor).
- L Longitud total del cable entre anclaje.
- E_p Módulo de elasticidad del acero de postensado.

Parámetro	Valor	Unidad
ΔL	0,35	cm
L	4500	cm
Δf_{pa}	155,56	kg/cm^2

➤ **Pérdida por retracción del hormigón (Δf_{cr})**

$$\Delta f_{cr} = 8,2 * 10^{-6} * E_p \left(1 - 0,0236 * \frac{S}{P} \right) * (100 - HR)$$

Dónde:

- Δf_{cr} Pérdida por retracción del hormigón.
- E_p Módulo de elasticidad del acero de postensado.
- P Perímetro del elemento estructural.
- S Superficie del elemento estructural.
- HR Humedad relativa ambiental supuesta.

Parámetro	Valor	Unidad
E_p	2000000	kg/cm^2
S	2800	cm^3
P	220	cm^2
HR	80	%
Δf_{cr}	229,48	kg/cm^2

➤ **Pérdidas por fluencia plástica del hormigón (Δf_{cf})**

$$\Delta f_{cf} = C_t * \frac{E_p}{E_c} * f_{cp}$$

Dónde:

- Δf_{cf} Pérdida por la fluencia plástica del hormigón.
- E_p Módulo de elasticidad del acero de postensado.
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón.
- f_{cp} Esfuerzo en el hormigón a la altura de la excentricidad (e) del cable de postensado.
- C_t Coeficiente de deformación plástica, a la edad t en días.

$$C_t = \frac{t^{0,6}}{10} + t^{0,6} * C_u$$

- t Número de días.
- C_u Relación entre las deformaciones unitarias por flujo plástico y la elástica instantánea, cuyo valor va de 2 a 4, con un promedio usado de 2.35 para deformación final o última.

Parámetro	Valor	Unidad
E_p	2000000	k_g/cm^2
E_c	261539,67	k_g/cm^2
f_{cp}	7,22	k_g/cm^2
t	365	días
C_u	2,35	--
C_t	2,12	--
Δf_{cf}	116,90	k_g/cm^2

➤ **Pérdida por relajación del acero de postensado (ΔfR)**

$$\Delta fR = f_{pi} * \log\left(\frac{t}{45}\right) * \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55\right)$$

Dónde:

- ΔfR Pérdida de esfuerzo por relajación del acero de postensado
- f_{pi} Esfuerzo inicial en el acero de postensado
- f_{py} Esfuerzo de fluencia en el acero de postensado
- t Tiempo en horas

Parámetro	Valor	Unidad
t	43800	hrs
f_{py}	17082,14	k_g/cm^2
f_{pi}	13378,5	k_g/cm^2
ΔfR	321,78	k_g/cm^2

➤ **Pérdidas por fricción entre el torón y el ducto (Δf_{TR})**

$$P_{px} = P_{pj} * e^{-(K * l_{px} + \mu p * \alpha_{px})}$$

Dónde:

- P_{px} Fuerza de postensado evaluada a una distancia l_{px} del extremo del gato.
- P_{pj} Fuerza de postensado en el extremo del gato.
- l_{px} Longitud del torón desde el extremo del anclaje pasivo al extremo donde se aplica la fuerza del gato.
- e Base de logaritmos naturales.
- α_{px} Cambio angular del tendón desde el extremo del gato hasta el punto x, en radianes y este valor es de 0.45rad.
- K Coeficiente de fricción por desviaciones accidental.
- μp Coeficiente de fricción por curvatura.

Parámetro	Valor	Unidad
K	0,0016	--
α_{px}	1,413	rad
l_{px}	45	m
μp	0,05	--
$0,14265 < 0,3$		
P_{pj}	18729,9	k_g/cm^2
P_{px}	21401,72	k_g/cm^2

$$f_{pj} = P_{px}/A_p$$

Dónde:

- f_{pj} Esfuerzo provocado por el gato hidráulico al tensado del torón.
- P_{px} Fuerza de postensado evaluada a una distancia l_{px} del extremo del gato.
- A_p Área del acero de postensado.

Parámetro	Valor	Unidad
f_{pj}	15286,94	k_g/cm^2
$0.94 * f_{pj}$	16057,21	k_g/cm^2
Δf_{TR}	770,27	k_g/cm^2

Anexo B

Perdidas del Postensado en Losas

Las pérdidas debido al postensado se dividen en 2 categorías, las instantáneas, que se producen durante el proceso de fabricación, y las diferidas a lo largo del tiempo.

Perdidas	Hormigón	Torones
Instantáneas	<ul style="list-style-type: none"> • Acortamiento elástico instantáneo por la fuerza de pretensado 	<ul style="list-style-type: none"> • Corrimiento y ajustes de las cuñas de pretensar • Fricción de los cables
Diferidas por el tiempo	<ul style="list-style-type: none"> • Retracción del hormigón • Fluencia plástica del hormigón 	<ul style="list-style-type: none"> • Relajación del acero

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pa} + \Delta f_R + \Delta f_{pe} + \Delta f_{cr} + \Delta f_{cf} + \Delta f_{TR}$$

Dónde:

• Δf_{pt}	Pérdida total en los torones.	$[k_g/cm^2]$
• Δf_{pa}	Pérdida por corrimiento y ajustes de cuñas.	$[k_g/cm^2]$
• Δf_R	Pérdida por relajación del acero de pros-tensado.	$[k_g/cm^2]$
• Δf_{pe}	Pérdida por el acortamiento elástico instantáneo del hormigón.	$[k_g/cm^2]$
• Δf_{cr}	Pérdida por la retracción del hormigón.	$[k_g/cm^2]$
• Δf_{cf}	Pérdida por la fluencia plástica del hormigón.	$[k_g/cm^2]$
• Δf_{TR}	Pérdida por fricción de tensado.	$[k_g/cm^2]$

➤ **Pérdida por el acortamiento instantáneo del hormigón (Δf_{pe})**

$$\Delta f_{pe} = n * f_{cp}$$

Dónde:

- Δf_{pe} Pérdida por el acortamiento elástico instantáneo del hormigón.
- n Relación entre los módulos de elasticidad ($n = E_p/E_c$).
- E_p Módulo de elasticidad del acero postensado.
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón.
- f_{cp} Esfuerzo en el hormigón a la altura de la excentricidad (e) del cable de postensado.

$$f_{cp} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{eMD}{I_c}$$

- P_i Fuerza de pretensado.
- A_c Área de la sección transversal del elemento.
- I_c Momento de inercia de la sección de hormigón.
- e Distancia desde el c.g. de la sección de hormigón hasta el c.g. del acero de postensado.
- r^2 Radio de giro al cuadrado de la sección ($r^2 = I_c / A_c$).
- MD Momento flector por carga permanente.

Parámetro	Valor	Unidad
MD	1275750	kg-cm
A_c	18000	cm ²
I_c	600000	cm ³
r^2	33,33	cm ²
e	0,06	cm
P_i	318937,5	kg
f_{cp}	-16,63	kg/cm ²
Δf_{pe}	127,20	kg/cm ²

➤ **Pérdidas por corrimiento y ajustes de cuñas (Δf_{pa})**

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta L}{L} * E_p$$

Dónde:

- Δf_{pa} Pérdidas por corrimiento de cuñas.
- ΔL Elongación del torón (valor obtenido por parte del proveedor).
- L Longitud total del cable entre anclaje.
- E_p Módulo de elasticidad del acero de postensado.

Parámetro	Valor	Unidad
ΔL	0,35	cm
L	4500	cm
Δf_{pa}	155,56	k_g/cm^2

➤ **Pérdida por retracción del hormigón (Δf_{cr})**

$$\Delta f_{cr} = 8,2 * 10^{-6} * E_p \left(1 - 0,0236 * \frac{S}{P} \right) * (100 - HR)$$

Dónde:

- Δf_{cr} Pérdida por retracción del hormigón.
- E_p Módulo de elasticidad del acero de postensado.
- P Perímetro del elemento estructural.
- S Superficie del elemento estructural.
- HR Humedad relativa ambiental supuesta.

Parámetro	Valor	Unidad
E_p	2000000	k_g/cm^2
S	18000	cm^3
P	1840	cm^2
HR	80	%
Δf_{cr}	252,30	k_g/cm^2

➤ **Pérdidas por fluencia plástica del hormigón (Δf_{cf})**

$$\Delta f_{cf} = C_t * \frac{E_p}{E_c} * f_{cp}$$

Dónde:

- Δf_{cf} Pérdida por la fluencia plástica del hormigón.
- E_p Módulo de elasticidad del acero de postensado.
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón.
- f_{cp} Esfuerzo en el hormigón a la altura de la excentricidad (e) del cable de postensado.
- C_t Coeficiente de deformación plástica, a la edad t en días.

$$C_t = \frac{t^{0,6}}{10} + t^{0,6} * C_u$$

- t Número de días.
- C_u Relación entre las deformaciones unitarias por flujo plástico y la elástica instantánea, cuyo valor va de 2 a 4, con un promedio usado de 2.35 para deformación final o última.

Parámetro	Valor	Unidad
E_p	2000000	k_g/cm^2
E_c	261539,67	k_g/cm^2
f_{cp}	35,44	k_g/cm^2
t	365	días
C_u	2,35	--
C_t	2,12	--
Δf_{cf}	573,47	k_g/cm^2

➤ **Pérdida por relajación del acero de postensado (ΔfR)**

$$\Delta fR = f_{pi} * \log\left(\frac{t}{45}\right) * \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55\right)$$

Dónde:

- ΔfR Pérdida de esfuerzo por relajación del acero de postensado
- f_{pi} Esfuerzo inicial en el acero de postensado
- f_{py} Esfuerzo de fluencia en el acero de postensado
- t Tiempo en horas

Parámetro	Valor	Unidad
t	43800	hrs
f_{py}	17082,14	kg/cm^2
f_{pi}	13378,5	kg/cm^2
ΔfR	321,78	kg/cm^2

➤ **Pérdidas por fricción entre el torón y el ducto (Δf_{TR})**

$$P_{px} = P_{pj} * e^{-(K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})}$$

Dónde:

- P_{px} Fuerza de postensado evaluada a una distancia l_{px} del extremo del gato.
- P_{pj} Fuerza de postensado en el extremo del gato.
- l_{px} Longitud del torón desde el extremo del anclaje pasivo al extremo donde se aplica la fuerza del gato.
- e Base de logaritmos naturales.
- α_{px} Cambio angular del tendón desde el extremo del gato hasta el punto x, en radianes y este valor es de 0.45rad.
- K Coeficiente de fricción por desviaciones accidental.
- μ_p Coeficiente de fricción por curvatura.

Parámetro	Valor	Unidad
K	0,0016	--
α_{px}	1,413	rad
l_{px}	45	m
μ_p	0,05	--
0,14265 < 0,3		
P_{pj}	18729,9	kg/cm^2
P_{px}	21401,72	kg/cm^2

$$f_{pj} = P_{px}/A_p$$

Dónde:

- f_{pj} Esfuerzo provocado por el gato hidráulico al tensado del torón.
- P_{px} Fuerza de postensado evaluada a una distancia l_{px} del extremo del gato.
- A_p Área del acero de postensado.

Parámetro	Valor	Unidad
f_{pj}	15286,94	kg/cm^2
$0.94 * f_{py}$	16057,21	kg/cm^2
Δf_{TR}	770,27	kg/cm^2