



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS CHILENOS
DE HORMIGÓN ARMADO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

JOSÉ GREGORIO ALDUNATE BARZELATTO

PROFESOR GUÍA
TOMÁS GUENDELMAN BEDRACK

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
MARÍA MORONI YADLIN
JORGE LINDENBERG BUSTOS

SANTIAGO DE CHILE

JUNIO 2009

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: JOSÉ GREGORIO ALDUNATE B.
FECHA: 24/06/2009
PROF. GUÍA: Sr. TOMÁS GUENDELMAN B.

“VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS CHILENOS DE HORMIGÓN ARMADO”

La presente investigación constituye una continuación del documento “Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena”, que fue presentado en las VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, en Valparaíso (2002).

Su objetivo general consiste en complementar los resultados de la aplicación del Perfil Bio-Sísmico con las conclusiones de los estudios de la vulnerabilidad implícita, para lo cual en vez de utilizar una muestra heterogénea –aunque real- de edificios, se utiliza un conjunto de edificios típicos de distinta tipología estructural.

Se trabaja sobre dos modelos teóricos: en el primero se aplica la metodología del Perfil Bio-Sísmico a la muestra de edificios seleccionada, y en el segundo, se realiza un estudio sobre la vulnerabilidad sísmica implícita de los mismos edificios de hormigón armado.

Los muestra seleccionada para este trabajo está constituida por 24 edificios teóricos estructurados en base a Muros de Rigidez; Marcos Rígidos; y Mixtos (núcleo central de muros y marcos rígidos en sus fachadas), entre 5 y 40 pisos. Las dimensiones de sus elementos estructurales (columnas, vigas y muros) varían cada 5 pisos.

Se confeccionaron los diagramas de Capacidad para cada uno de los edificios, mediante el método Pushover, y los diagramas de demanda, en conformidad al nivel de desempeño para daño controlado descrito en VISION 2000.

En el estudio sobre la vulnerabilidad sísmica implícita se calculó el punto de desempeño de cada edificio y se obtuvo un Factor de Seguridad mediante el “Método Inverso”. Este Factor de Seguridad se define como el cociente entre la aceleración máxima que lleva a la estructura a su estado límite de desempeño (menor valor de demanda para producir una ductilidad global de 3 o desplazamiento de 1.5% de la altura total), y la aceleración del espectro elástico de la Norma Sísmica Chilena. Se incluye en este factor de seguridad el valor 1.4, asociado a sobrediseño y el factor de amplificación o reducción, según el caso, por efectos de cortes mínimo o máximo.

Se concluye que los edificios extremadamente rígidos son mucho más vulnerables sísmicamente que los flexibles; el factor de amplificación por corte mínimo, es un factor de seguridad implícito en el diseño de los edificios, impuestos por la Norma Chilena Sísmica, el cual es mayor en los edificios más flexibles y también se obtuvo la expresión para el Factor de Seguridad.

*A mi familia, amigos,
profesores y a quienes
me acompañaron en
estos años.*

Índice General.

Capítulo 1 : Introducción	1
1.1. Consideraciones Generales.....	1
1.2. Objetivos.	2
Capítulo 2 : Antecedentes Teóricos	3
2.1. NCh 433.Of96	3
2.2. Perfil Bío-Sísmico.....	7
2.2.1 Indicadores de Rigidez.	7
2.2.2 Indicadores de Acoplamiento.	9
2.2.3 Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad.	9
2.3. Procedimientos Estáticos No Lineales.	11
2.3.1 Determinación de la Capacidad de una estructura.	11
2.3.2 Determinación de la Demanda de una estructura.....	12
2.4. Medición de Vulnerabilidad Sísmica de edificios de Hormigón Armado.	15
Capítulo 3 : Modelos de Análisis.....	17
3.1. Edificios de Marcos.....	17
3.2. Edificios de Muros.....	20
3.3. Edificios Mixtos.	22
Capítulo 4 : Análisis Sísmico Normativo.	25
4.1. Resultados Análisis Sísmico.....	29
4.2. Comparación Propiedades Dinámicas de Edificios.	31
4.3. Comentarios Finales.	35
Capítulo 5 : Perfil Bío-Sísmico.	40
5.1. Comparación de Resultados de los Perfiles Bío-Sísmicos	40
5.2. Comentarios Finales.	49
Capítulo 6 : Diseño y Capacidad de Elementos Estructurales.	52
6.1. Diseño de Elementos estructurales.	52
6.1.1 Vigas.....	52
6.1.2 Columnas y Muros.....	54
6.2. Cálculo de las Capacidades de los Elementos.....	56
6.2.1 Vigas.....	56
6.2.2 Columnas y Muros.....	56
Capítulo 7 : Diagramas de Capacidad de los Edificios (Pushover)	57
7.1. Diagramas de Capacidades.....	57
7.2. Transformación de Curva Capacidad a Elastoplástica.....	61
7.3. Comentarios Finales.	65

Capítulo 8 : Demanda de Sismos Reales.	69
8.1. Espectros de Sismos.	69
8.2. Espectros de respuesta en formato A-D.....	71
Capítulo 9 : Análisis Estático No Lineal (Capacidad – Demanda)	74
9.1. Diagramas de Capacidad - Demanda.	77
9.1.1 Edificios de Marcos.....	77
9.1.2 Edificios de Muros.	85
9.1.3 Edificios Mixtos.	93
9.2. Cálculo del Factor de Seguridad (F.S.)	101
9.3. Comentarios Finales.	106
Capítulo 10 : Conclusiones y Recomendaciones.....	113
Capítulo 11 : Referencias.....	120
Anexo 1	121
Anexo 2	134

Índice de Figuras.

Figura 2.1: Curva elastoplástica.....	11
Figura 2.2: Pseudo-aceleración	12
Figura 2.3: Pseudo-desplazamiento.....	12
Figura 2.4: Espectro en formato A-D	13
Figura 2.5: Factor de Reducción.....	13
Figura 2.6: Demanda Inelástica en formato A-D.....	14
Figura 2.7: Punto de Desempeño	15
Figura 3.1: Planta Edificio de Marcos	17
Figura 3.2: Planta Edificio de Muros	20
Figura 3.3: Planta Edificio Mixto.....	22
Figura 4.1: Período de la Estructura	31
Figura 4.2: Esfuerzo de Corte, Eje X	31
Figura 4.3: Esfuerzo de Corte, Eje Y	32
Figura 4.4: Momento Basal, Eje X	32
Figura 4.5: Momento Basal, Eje Y	33
Figura 4.6: DNS, Eje X	33
Figura 4.7: DNS, Eje Y	34
Figura 4.8: Espectro de diseño	37
Figura 5.1: Cuociente altura total / período primer modo traslacional, Eje X	40
Figura 5.2: Cuociente altura total / período primer modo traslacional, Eje Y	41
Figura 5.3: Efecto P - Δ , Eje X.....	42
Figura 5.4: Efecto P - Δ , Eje Y.....	42
Figura 5.5: DNS, Eje X	43
Figura 5.6: DNS, Eje Y	43
Figura 5.7: Δcg , Eje X	44
Figura 5.8: Δcg , Eje Y	44
Figura 5.9: Δ entrepisos, Eje X.....	45
Figura 5.10: Δ entrepisos, Eje Y.....	45
Figura 5.11: Cuociente período traslacional y rotacional, Eje X	46
Figura 5.12: Cuociente período traslacional y rotacional, Eje Y	46
Figura 5.13: R**, Eje X	47
Figura 5.14: R**, Eje Y	47
Figura 5.15: Rigidez – metros lineales de muro.....	50
Figura 6.1: Cálculo de Armaduras.....	55
Figura 7.1: Diagrama de Capacidad de edificios de 5 pisos.....	57

Figura 7.2: Diagrama de Capacidad de edificios de 10 pisos.....	58
Figura 7.3: Diagrama de Capacidad de edificios de 15 pisos.....	58
Figura 7.4: Diagrama de Capacidad de edificios de 20 pisos.....	59
Figura 7.5: Diagrama de Capacidad de edificios de 25 pisos.....	59
Figura 7.6: Diagrama de Capacidad de edificios de 30 pisos.....	60
Figura 7.7: Diagrama de Capacidad de edificios de 35 pisos.....	60
Figura 7.8: Diagrama de Capacidad de edificios de 40 pisos.....	61
Figura 7.9: Curva elastoplástica.....	61
Figura 7.10: Ejemplo	62
Figura 7.11: Ejemplo, Edificio de Marcos 15 pisos, eje X.....	63
Figura 7.12: Rigidez, Eje X.....	66
Figura 7.13: Rigidez, Eje Y.....	66
Figura 7.14: Deformación en la fluencia, Eje X.....	67
Figura 7.15: Deformación en la fluencia, Eje Y.....	67
Figura 8.1: Espectro	71
Figura 8.2: Espectro en formato A-D	73
Figura 9.1: Capacidad – Demanda	75
Figura 9.2: Marcos 5 pisos, Eje X	77
Figura 9.3: Marcos 5 pisos, Eje Y	77
Figura 9.4: Marcos 10 pisos, Eje X	78
Figura 9.5: Marcos 10 pisos, Eje Y	78
Figura 9.6: Marcos 15 pisos, Eje X	79
Figura 9.7: Marcos 15 pisos, Eje Y	79
Figura 9.8: Marcos 20 pisos, Eje X	80
Figura 9.9: Marcos 20 pisos, Eje Y	80
Figura 9.10: Marcos 25 pisos, Eje X	81
Figura 9.11: Marcos 25 pisos, Eje Y	81
Figura 9.12: Marcos 30 pisos, Eje X	82
Figura 9.13: Marcos 30 pisos, Eje Y	82
Figura 9.14: Marcos 35 pisos, Eje X	83
Figura 9.15: Marcos 35 pisos, Eje Y	83
Figura 9.16: Marcos 40 pisos, Eje X	84
Figura 9.17: Marcos 40 pisos, Eje Y	84
Figura 9.18: Muros 5 pisos, Eje X.....	85
Figura 9.19: Muros 5 pisos, Eje Y.....	85
Figura 9.20: Muros 10 pisos, Eje X.....	86
Figura 9.21: Muros 10 pisos, Eje Y.....	86
Figura 9.22: Muros 15 pisos, Eje X.....	87

Figura 9.23: Muros 15 pisos, Eje Y	87
Figura 9.24: Muros 20 pisos, Eje X	88
Figura 9.25: Muros 20 pisos, Eje Y	88
Figura 9.26: Muros 25 pisos, Eje X	89
Figura 9.27: Muros 25 pisos, Eje Y	89
Figura 9.28: Muros 30 pisos, Eje X	90
Figura 9.29: Muros 30 pisos, Eje Y	90
Figura 9.30: Muros 35 pisos, Eje X	91
Figura 9.31: Muros 35 pisos, Eje Y	91
Figura 9.32: Muros 40 pisos, Eje X	92
Figura 9.33: Muros 40 pisos, Eje Y	92
Figura 9.34: Mixtos 5 pisos, Eje X.....	93
Figura 9.35: Mixtos 5 pisos, Eje Y.....	93
Figura 9.36: Mixtos 10 pisos, Eje X.....	94
Figura 9.37: Mixtos 10 pisos, Eje Y.....	94
Figura 9.38: Mixtos 15 pisos, Eje X.....	95
Figura 9.39: Mixtos 15 pisos, Eje Y.....	95
Figura 9.40: Mixtos 20 pisos, Eje X.....	96
Figura 9.41: Mixtos 20 pisos, Eje Y.....	96
Figura 9.42: Mixtos 25 pisos, Eje X.....	97
Figura 9.43: Mixtos 25 pisos, Eje Y.....	97
Figura 9.44: Mixtos 30 pisos, Eje X.....	98
Figura 9.45: Mixtos 30 pisos, Eje Y.....	98
Figura 9.46: Mixtos 35 pisos, Eje X.....	99
Figura 9.47: Mixtos 35 pisos, Eje Y.....	99
Figura 9.48: Mixtos 40 pisos, Eje X.....	100
Figura 9.49: Mixtos 40 pisos, Eje Y.....	100
Figura 9.50: Factor de Seguridad.....	101
Figura 9.51: Factor de Seguridad, edificios según eje X	104
Figura 9.52: Factor de Seguridad, edificios según eje Y	104
Figura 9.53: Factor de Seguridad.....	105
Figura 9.54: Ductilidad, Eje X.....	106
Figura 9.55: Ductilidad, Eje Y.....	106
Figura 9.56: Aceleración en el Punto de Desempeño. Eje X.....	108
Figura 9.57: Aceleración en el Punto de Desempeño. Eje Y.....	108
Figura 9.58: Espectro de Diseño.....	109
Figura 9.59: Espectro Modificado.....	110
Figura 10.1: Factor de seguridad, eje X, sin F.A.....	115

Figura 10.2: Factor de seguridad, eje Y, sin F.A.....	116
Figura 10.3: Factor de seguridad, sin F.A.....	116
Figura 10.4: Factor de Seguridad en función de la altura.....	117
Figura 10.5: Factor de Seguridad en función del período.....	117
Figura 10.6: Factor de Seguridad en escala logarítmica	118
Figura 10.7: Factor de Seguridad en escala logarítmica	118

Índice de Tablas.

Tabla 2.1: Niveles de Desempeño	16
Tabla 3.1: Propiedades	17
Tabla 3.2: Edificio 5 pisos	18
Tabla 3.3: Edificio de 10 pisos	18
Tabla 3.4: Edificio de 15 pisos	18
Tabla 3.5: Edificio de 20 pisos	18
Tabla 3.6: Edificio de 25 pisos	18
Tabla 3.7: Edificio de 30 pisos	19
Tabla 3.8: Edificio de 35 pisos	19
Tabla 3.9: Edificio de 40 pisos	19
Tabla 3.10: Edificio de 5 pisos	20
Tabla 3.11: Edificio de 10 pisos	20
Tabla 3.12: Edificio de 15 pisos	20
Tabla 3.13: Edificio de 20 pisos	21
Tabla 3.14: Edificio de 25 pisos	21
Tabla 3.15: Edificio de 30 pisos	21
Tabla 3.16: Edificio de 35 pisos	21
Tabla 3.17: Edificio de 40 pisos	22
Tabla 3.18: Edificio de 5 pisos	23
Tabla 3.19: Edificio de 10 pisos	23
Tabla 3.20: Edificio de 15 pisos	23
Tabla 3.21: Edificio de 20 pisos	23
Tabla 3.22: Edificio de 25 pisos	23
Tabla 3.23: Edificio de 30 pisos	24
Tabla 3.24: Edificio de 35 pisos	24
Tabla 3.25: Edificio de 40 pisos	24
Tabla 4.1: Propiedades Generales.....	25
Tabla 4.2: Propiedades del Espectro	25
Tabla 4.3: Parámetros Físicos	25
Tabla 4.4: Parámetros Vibratorios.....	26
Tabla 4.5: Datos para el Espectro.....	26
Tabla 4.6: Resultados Globales combinados en X	26
Tabla 4.7: Resultados sísmicos en dirección X	27
Tabla 4.8: Resultados Globales combinados en Y	27
Tabla 4.9: Resultados sísmicos en dirección Y	28
Tabla 4.10: Resultados	29

Tabla 4.11: Períodos	36
Tabla 4.12: Densidad de Muros por planta	38
Tabla 4.13: Densidad de Muros por planta	38
Tabla 7.1: Puntos de Fluencia.....	64
Tabla 8.1: Propiedades del Espectro	69
Tabla 8.2: Espectro Elástico.....	70
Tabla 8.3: Espectro en formato A-D.....	72
Tabla 9.1: Marcos 5 pisos	77
Tabla 9.2: Marcos 10 pisos	78
Tabla 9.3: Marcos 15 pisos	79
Tabla 9.4: Marcos 20 pisos	80
Tabla 9.5: Marcos 25 pisos	81
Tabla 9.6: Marcos 30 pisos	82
Tabla 9.7: Marcos 35 pisos	83
Tabla 9.8: Marcos 40 pisos	84
Tabla 9.9: Muros 5 pisos	85
Tabla 9.10: Muros 10 pisos	86
Tabla 9.11: Muros 15 pisos	87
Tabla 9.12: Muros 20 pisos	88
Tabla 9.13: Muros 25 pisos	89
Tabla 9.14: Muros 30 pisos	90
Tabla 9.15: Muros 35 pisos	91
Tabla 9.16: Muros 40 pisos	92
Tabla 9.17: Mixtos 5 pisos.....	93
Tabla 9.18: Mixtos 10 pisos.....	94
Tabla 9.19: Mixtos 15 pisos.....	95
Tabla 9.20: Mixtos 20 pisos.....	96
Tabla 9.21: Mixtos 25 pisos.....	97
Tabla 9.22: Mixtos 30 pisos.....	98
Tabla 9.23: Mixtos 35 pisos.....	99
Tabla 9.24: Mixtos 40 pisos.....	100
Tabla 9.25: Factor de Seguridad.....	103
Tabla 9.26: Nivel de Desempeño	111

Capítulo 1: Introducción

1.1. Consideraciones Generales.

Con el fin de evaluar las bondades de un proyecto estructural, T.Guendelman, M. Guendelman, J. Lindenberg, desarrollaron en 1997 el documento "Perfil Bío-Sísmico de Edificios" (Ref. 1), que fuera presentado en las VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) y primer Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, en la ciudad de La Serena. Posteriormente, en el año 2002, los mismos autores, a los que se agregaron F.Leyton y A.Eisenberg, midieron la vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado construidos en el país, generando el documento "Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena" (Ref. 2), que fue presentado en las VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, en Valparaíso.

Ambos estudios utilizan una muestra formada por 582 edificios reales (1164 casos) construidos en el país en los últimos quince años, analizados y diseñados utilizando la Norma Sísmica Chilena. Los resultados de esta revisión permitieron obtener conclusiones para el universo de edificios chilenos, en relación a su vulnerabilidad sísmica implícita.

En este trabajo de título se trabaja sobre dos modelos teóricos. El primero se utiliza para aplicar la metodología del Perfil Bío-Sísmico a la muestra de edificios seleccionada y el segundo, para realizar un estudio sobre la vulnerabilidad sísmica implícita de los mismos edificios de hormigón armado.

En el presente estudio se aplican las metodologías anteriores a edificios teóricos estructurados en base a Muros de Rigidez; Marcos Rígidos; y Mixtos (núcleo central de muros y marcos rígidos en sus fachadas), entre 5 y 40 pisos. Las plantas se especificarán en un capítulo posterior.

No se incluyen en este trabajo aspectos relativos a irregularidades de masas y de rigideces, debido al enorme tamaño que tendría la muestra, pero en función de la relevancia de las conclusiones que se obtienen, estos efectos debieran ser incluidos en posteriores investigaciones.

1.2. Objetivos.

Objetivo General.

Este trabajo de título busca complementar los resultados de la aplicación del Perfil Bio-Sísmico con las conclusiones de los estudios de la vulnerabilidad implícita antes mencionados, pero en lugar de utilizar una muestra heterogénea –aunque real- de edificios, se utiliza un conjunto de edificios típicos, clasificados de acuerdo a:

1. Tipología Estructural: Edificio de Muros, Marcos y Mixtos.
2. Altura: Entre 5 y 40 pisos.
3. Zona Sísmica: Zona 2.
4. Tipo de Suelo: Suelo II.

Objetivos Específicos

- Comparar cómo varían las propiedades dinámicas (período, esfuerzo de corte basal, momento volcante basal, desplazamientos máximos, etc.) en edificios estructurados en base a muros, marcos o una combinación de ambos.
- Establecer el desempeño estructural de un edificio (nivel de daños de la estructura) dependiendo de los desplazamientos horizontales.
- Medición y clasificación de la vulnerabilidad sísmica implícita en los edificios dependiendo del número de pisos y su tipología.

Capítulo 2: Antecedentes Teóricos

2.1. NCh 433.Of96

Para determinar los parámetros del perfil Bío-Sísmico y realizar el método “Pushover MultiModal” (Ref. 3) es necesario realizar el análisis sísmico de la estructura, basado en la norma chilena NCh 433 Of.96 (Ref. 4). El análisis se puede realizar a través de un análisis estático o modal espectral. El estático se utiliza para estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 metros, mientras que para edificios que no satisfagan esas restricciones se utiliza el método modal espectral, también llamado método dinámico. En el presente estudio se realiza un Análisis Modal Espectral.

El análisis dinámico de estructuras supone que éstas tienen un comportamiento lineal elástico. El principal objetivo de dicho método es encontrar los esfuerzos y desplazamientos máximos de la estructura bajo esas consideraciones, lo cual sirve para determinar los parámetros del perfil Bío-Sísmico y posteriormente aplicar el método “Pushover Multimodal”, el cual se basa en la capacidad del edificio.

Las bases conceptuales del análisis dinámico para estructuras tridimensionales, son las mismas en las que se basa el análisis de estructuras planas. Las masas de los elementos estructurales (vigas, muros, losas, columnas, etc.) se concentran en cada nivel de piso, el cual se considera como diafragma infinitamente rígido. De esta forma, se definen tres grados de libertad por piso, dos traslacionales ortogonales y uno rotacional en torno al eje vertical del piso.

El método de análisis modal espectral se basa en la separación del sistema estructural en sus modos de vibrar. Así cada modo es evaluado y resuelto de manera independiente mediante la aplicación de un espectro de diseño, para finalmente obtener las máximas respuestas de la combinación de los modos, es decir, la máxima respuesta global de la estructura.

Los modos de vibrar de las estructuras son vectores que determinan el movimiento de ésta. Un modo puede ser en una dirección o una combinación de las tres direcciones principales (dirección x, y, rotación).

Para determinar los modos de una estructura se resuelve la ecuación de movimiento:

$$[M] \cdot \left\{ \ddot{q}(t) \right\} + [C] \cdot \left\{ \dot{q}(t) \right\} + [K] \cdot \left\{ q(t) \right\} = -[M] \cdot \{r\} \cdot \ddot{u}_s(t)$$

(2.1)

Donde

N = Número de pisos de la estructura.

$[M]$ = Es la matriz de masa de la estructura, de orden $3N \times 3N$.

$[C]$ = Es la matriz de amortiguamiento de la estructura, de orden $3N \times 3N$.

$[K]$ = Es la matriz de rigidez de la estructura, de orden $3N \times 3N$.

$\{\ddot{q}(t)\}$ = Vector de aceleraciones de la estructura en función del tiempo, de orden $3N \times 1$.

$\{\dot{q}(t)\}$ = Vector de velocidades de la estructura en función del tiempo, de orden $3N \times 1$.

$\{q(t)\}$ = Vector de desplazamientos de la estructura en función del tiempo, de orden $3N \times 1$.

$\ddot{u}_s(t)$ = Es la aceleración de la base de la estructura en función del tiempo.

$\{r\}$ = Vector de transformación.

Las masas equivalentes de cada están dadas por:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \quad M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \quad M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n} \quad (2.2)$$

Donde

$$L_{nx} = \{\phi_n\}^t \cdot [M] \cdot \{r_x\}$$

$$L_{ny} = \{\phi_n\}^t \cdot [M] \cdot \{r_y\}$$

$$L_{n\theta} = \{\phi_n\}^t \cdot [M] \cdot \{r_\theta\}$$

En que $\{\phi_n\}^t$ es la forma modal de orden "n" y $\{r_x\}$, $\{r_y\}$ y $\{r_\theta\}$ son los vectores de transformación para movimientos basales en "x", "y" y "θ", respectivamente

Espectro de Diseño.

El espectro de diseño de la norma sísmica NCh 433 Of.96 está dado por:

$$S_a = \frac{I \cdot A_o \cdot \alpha}{R^*}$$

(2.3)

Donde

I = Coeficiente de Importancia.

A_o = Aceleración efectiva del suelo.

R* = Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis.

α = Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$

(2.4)

T_n = Período de vibración del modo n.

T_o, p = Parámetros relativos de suelo que se determinan de la tabla 6.3 según la clasificación de la tabla 4.2 de la norma Nch433 Of96.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 \cdot T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

(2.5)

T* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis.

R_o = Factor de modificación de la respuesta estructural. Este valor se establece de acuerdo a las disposiciones del párrafo 5.7 de la norma Nch433 Of96.

Limitaciones del esfuerzo de Corte Basal.

Según el párrafo 6.3.7 de la norma NCh 433 Of.96:

“Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que $I \cdot A_o \cdot P / 6g$, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales deben multiplicarse por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.”

“La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $I \cdot C_{max} \cdot P$, en que C_{max} se determina de acuerdo a 6.2.3.1 de la norma Nch433 Of96. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales pueden multiplicarse por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $I \cdot C_{max} \cdot P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.”

Donde P es el peso total del edificio.

2.2. Perfil Bío-Sísmico

La metodología del Perfil Bío-Sísmico busca calificar las estructuras a través de la evaluación de indicadores sísmicos. Estos proporcionan información importante sobre el “estado de salud” del edificio. El cálculo de dichos indicadores se realiza a partir del análisis sísmico normativo. A modo de clarificar los resultados de los indicadores, estos se dividen en tres grupos:

- Indicadores de Rigidez.
- Indicadores de Acoplamiento.
- Indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad.

2.2.1 Indicadores de Rigidez.

- **Cuociente altura total / período primer modo traslacional.**

“Este índice, con dimensiones de velocidad, ha sido considerado como el mejor estimador de la rigidez del edificio, que otros provenientes de proposiciones empíricas de uso frecuente” (Ref.1). El rango de valores del cuociente altura total / período primer modo traslacional es el siguiente:

- Cuando $H / T < 20 [m / seg]$, identifican a estructuras extremadamente flexibles.
- Cuando $20 [m / seg] < H / T < 40 [m / seg]$, identifican a los edificios flexibles.
- Cuando $40 [m / seg] < H / T < 70 [m / seg]$, identifican a los edificios de rigidez normal.
- Cuando $70 [m / seg] < H / T < 150 [m / seg]$, identifican a los edificios rígidos.
- Cuando $H / T > 150 [m / seg]$, identifican estructuras de excesiva rigidez lateral.

- **Efecto P - Δ**

“Se propone medir este efecto a través del cuociente entre el momento flector basal ($M_{P-\Delta}$) generado por los productos acumulados de los pesos de cada piso por sus respectivos desplazamientos laterales, y el momento volcante basal (M_b) debido a la acción sísmica” (Ref. 1)

- Cuando $0 < \frac{M_{P-\Delta}}{M_b} < 0.05$, el efecto P - Δ puede ser ignorado.

- Cuando $0.05 < \frac{M_{P-\Delta}}{M_b} < 0.1$, el efecto P - Δ puede ser incorporado por suma directa de los

momentos volcantes debido al efecto P - Δ en los momentos volcantes sísmicos, en cada piso.

- Cuando $\frac{M_{P-\Delta}}{M_b} > 0.1$, se recomienda una consideración más rigurosa del problema, debido a

la posible inestabilidad de la estructura, como tomar en cuenta este efecto a través de un control de desplazamientos relativos de entrepiso.

- **Desplazamiento del nivel superior.**

El desplazamiento del nivel superior (DNS) no está explícitamente acotado por la normativa sísmica vigente, sino indirectamente, en el párrafo 5.9 (Norma NCh 433 Of.96) donde se controlan los máximos desplazamientos relativos de entrepisos.

- Para edificios flexibles, el desplazamiento del nivel superior (DNS) es entre $0.001 \cdot H$ y $0.002 \cdot H$, donde H es la altura total del edificio.

- Para edificios de rigideces normales, DNS se concentra en torno a $0.0005 \cdot H$.

- Se recomienda evitar que $DNS < 0.0002 \cdot H$, con la finalidad de evitar estructuras de excesiva rigidez.

- **Máximo desplazamiento de entrepisos.**

“La limitación de desplazamiento de entrepiso constituye uno de los aspectos más relevantes de la norma chilena NCh 433 Of.96, expresadas en el párrafo 5.9. El subpárrafo 5.9.2 limita los desplazamientos entre centros de gravedad a 2 por mil de la altura de entrepiso y el subpárrafo 5.9.3 limita el desplazamiento incremental, de cualquier punto en la planta del edificio con respecto al de los centros de masa, a 1 por mil de dicha altura” (Ref. 1)

Se sugiere que los desplazamientos de entrepiso, medidos en los centros de gravedad, no tengan valores inferiores a 0.2 por mil de la altura de entrepiso.

2.2.2 Indicadores de Acoplamiento.

Se recomienda que en las estructuras exista una diferencia entre los períodos vibratorios traslacionales en los ejes principales y el período de carácter rotacional. Una forma de controlarlo es recomendar que el cociente entre los períodos de los modos fundamentales se aleje de la unidad, en alrededor de un 20%. Investigaciones anteriores han demostrado que este fenómeno, denominado sintonía modal, puede producir fuertes amplificaciones dinámicas de la respuesta, provocando graves daños en la estructura.

Otra forma de evaluar el acoplamiento rotacional de un edificio que se mide a través de:

- Relación entre la masa equivalente rotacional acoplada y la masa traslacional directa.
- La excentricidad dinámica, como una fracción del radio de giro de la planta.

Del mismo modo, el acoplamiento traslacional de una estructura se mide a través de:

- Relación entre la masa equivalente traslacional acoplada y la masa traslacional directa.
- Cociente entre los esfuerzos de corte acoplados y directos.
- Relación entre los momentos volcantes acoplados y momentos volcantes directos.

2.2.3 Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad.

- **Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica.**

Este parámetro permite medir la capacidad de la estructura de distribuir los esfuerzos. La importancia de este indicador radica en que la estructura puede incursionar en el rango no lineal dependiendo de las solicitaciones a las cuales sea sometida. Tal situación puede producirse cuando algunos de los elementos alcancen sus límites elásticos y otros recién comiencen a tomar parte de la solicitación. Una de las principales ventajas de que una estructura posea redundancia estructural es que proporcione reservas de resistencia, principalmente si debe enfrentar una solicitación de carácter sísmico.

Se propone que el número de elementos resistentes a la solicitación sísmica corresponda al indicador sísmico asociado a la redundancia estructural.

- **Factor de Reducción Espectral (R^{**}).**

La resistencia sísmica que se provee a una estructura puede hacer que ésta se aleje del comportamiento elástico, lo cual debe ser analizado a través del procedimiento de análisis en el tiempo con un modelo no-lineal. La dificultad de este análisis ha conducido al desarrollo de un “Factor de Modificación de Respuesta R ” el cual es un factor de reducción de la acción sísmica, con el propósito de generar un espectro de diseño tal que la estructura se comporte en el rango lineal. El factor R es producto de tres componentes: R_u (factor de ductilidad); R_s (factor de resistencia) y R_r (factor de redundancia).

La norma chilena, en su análisis sísmico dinámico, aplica el factor R^* para reducir el espectro de diseño elástico. Éste depende de R y del período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis. Posteriormente el espectro debe ser amplificado, o reducido aún más, dependiendo del corte basal, tal que éste cumpla con la norma. Finalmente, la acción sísmica debe ser amplificada por 1.4 si se utiliza el método de diseño de factores de carga y resistencia, lo que permite definir el “Factor de Reducción Espectral Efectivo R^{**} ”:

$$R^{**} = \frac{R^*}{1.4 \cdot f_{\min} \cdot f_{\max}} \quad (2.6)$$

Donde

R^* = Factor de reducción de la aceleración espectral.

f_{\min} = Factor de amplificación por corte mínimo.

f_{\max} = Factor de reducción por corte máximo.

“Se recomienda que para valores de R^{**} entre 3 y 7, se complemente el análisis de norma con procedimientos no lineales aproximados tipo “Pushover” y que para valores superiores a 7, sea imprescindible utilizar técnicas más refinadas” (Ref. 1)

2.3. Procedimientos Estáticos No Lineales.

El diseño sísmico se realiza utilizando modelos lineales; según lo que señala la norma NCh433.Of96, pero los modelos lineales no representan lo que en realidad sucede cuando la estructura es solicitada por un sismo real, ya que los edificios pueden comportarse de manera no lineal, disipando energía a través de la aparición de plastificaciones. En este trabajo se supone plastificación concentrada lo que conduce a la asimilación del fenómeno mediante rótulas plásticas.

La metodología para estudiar el comportamiento no lineal de una estructura es a través de un proceso de plastificaciones sucesivas, en conjunto con una demanda sísmica también dependiente del problema no lineal llamado "Procedimiento Capacidad-Demanda", el cual en este estudio se utiliza como complemento al diseño normativo.

2.3.1 Determinación de la Capacidad de una estructura.

La capacidad es la resistencia estructural que ofrece la estructura, ésta se determina utilizando el método Pushover, con el cual se obtiene la relación del esfuerzo de corte basal V con el desplazamiento del nivel superior de la estructura δ . Este método consiste en la aplicación de un sistema de fuerzas estáticas que se incrementa sucesivamente, generando plastificaciones de los elementos estructurales. Posteriormente se divide el esfuerzo de corte basal V por la masa total de la estructura M y así se obtiene una curva que relaciona el desplazamiento con la aceleración, la que se transforma posteriormente en una curva equivalente elastoplástica. Este gráfico es el que se denomina como "Diagrama de Capacidad". El punto de término de la curva Capacidad de la estructura se determina cuando la estructura presenta desplazamientos excesivos.

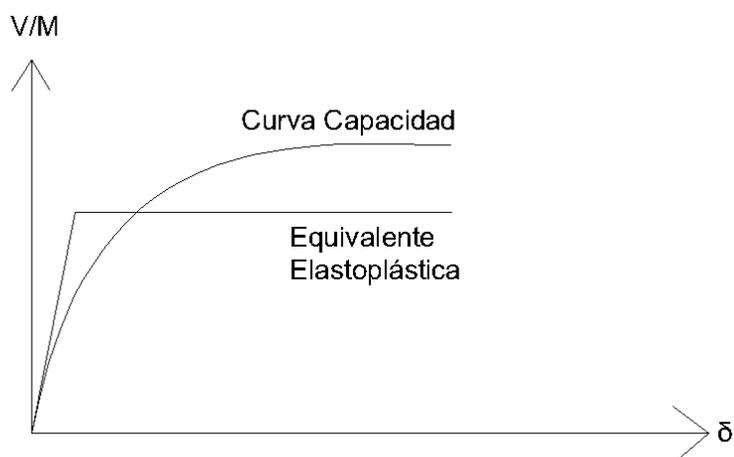


Figura 2.1: Curva elastoplástica

2.3.2 Determinación de la Demanda de una estructura

La demanda representa los requerimientos a los cuales se encuentra sometida una estructura, producto de la acción de un sismo.

En primer lugar se obtiene el espectro de aceleraciones de un sismo, el cual consiste en graficar la pseudo-aceleración (S_a) en función del período (T):

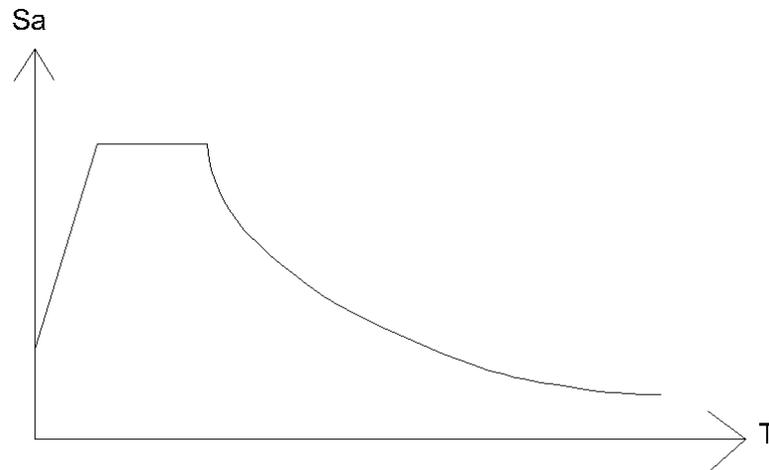


Figura 2.2: Pseudo-aceleración

Se realiza lo propio para el espectro de desplazamientos relativos, S_d :

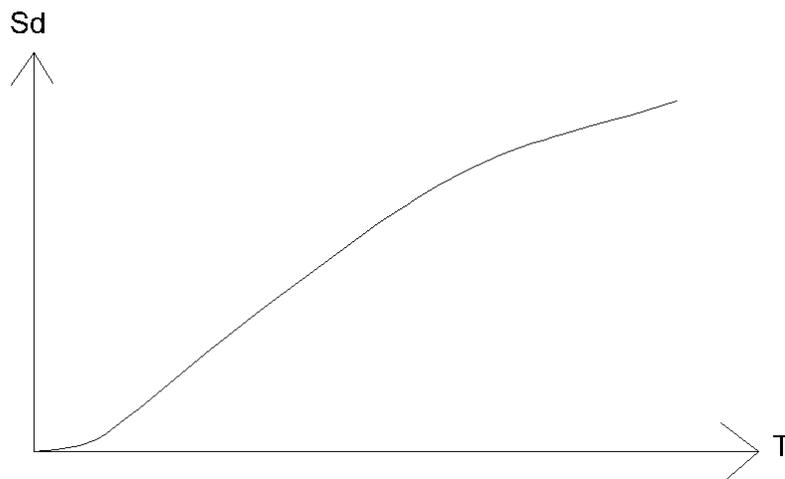


Figura 2.3: Pseudo-desplazamiento

S_a y S_d se relacionan entre sí mediante la ecuación:

$$PS_a = \omega^2 \cdot S_D \quad (2.7)$$

Es posible eliminar el período T de ambas curvas para obtener el espectro de demanda elástica S_a v/s S_d , también conocido como espectro en formato A-D

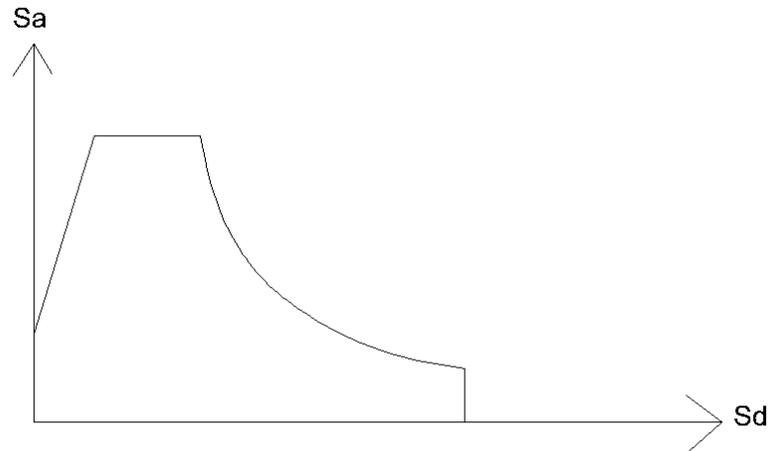


Figura 2.4: Espectro en formato A-D

Hasta el momento se ha hablado solamente de “Demanda Elástica”, pero se debe diferenciar ésta de la “Demanda Inelástica”, aunque estas dos demandas están relacionadas por el “Factor de Modificación de respuesta R ”, la ductilidad μ y el período T .

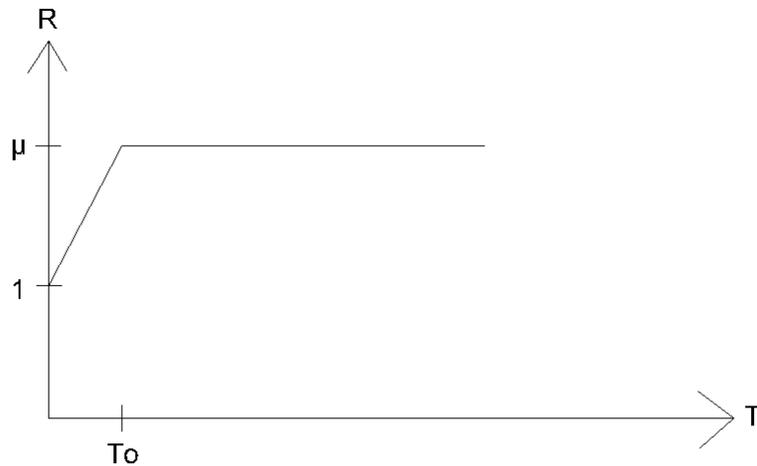


Figura 2.5: Factor de Reducción.

Utilizando estos datos y estableciendo la equivalencia de energía entre un sistema linealmente elástico y uno perfectamente elastoplástico se llegan a las siguientes relaciones entre los espectros elásticos e inelásticos:

$$S_{ai} = \left(\frac{1}{R}\right) S_a$$

$$S_{di} = \left(\frac{\mu}{R}\right) S_d$$

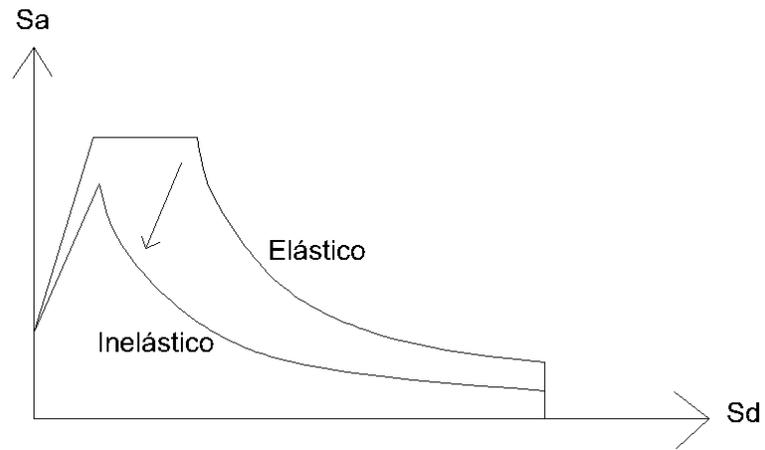


Figura 2.6: Demanda Inelástica en formato A-D.

2.4. Medición de Vulnerabilidad Sísmica de edificios de Hormigón Armado.

La medición de la vulnerabilidad sísmica de una estructura ante un sismo está directamente relacionada con el punto de desempeño de ésta. Éste es el punto de intersección del Diagrama de Capacidad de la estructura y de la Demanda sísmica inelástica para una misma ductilidad global μ . Como se puede apreciar en la Figura 2.1 y en la Figura 2.6 los Diagramas de Capacidad son análogos a los de Demanda inelástica, por lo que se pueden dibujar todos ellos en un mismo gráfico, el cual se llama “Diagrama de Capacidad-Demanda”

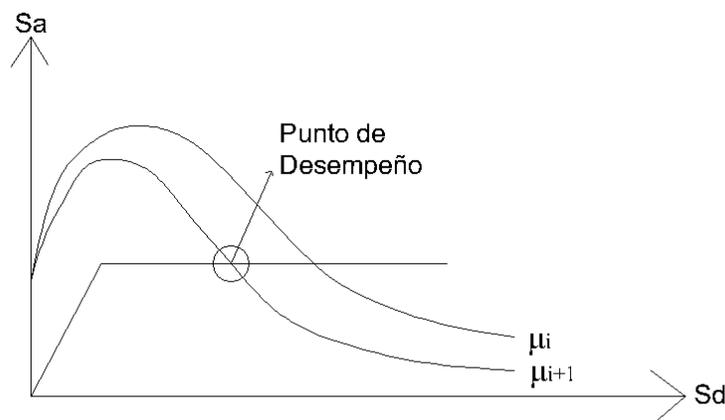


Figura 2.7: Punto de Desempeño

En la Figura 2.7 se aprecian dos demandas sísmicas inelásticas. Esto porque al transformar la demanda elástica en inelástica se utilizaron distintas ductilidades (μ), dicha transformación se realizó para destacar que la forma de la demanda inelástica también depende de la ductilidad de la estructura.

La estructura está correctamente diseñada si el Punto de Desempeño satisface los “Estados Límite de la Estructura”, los cuales están asociados a un desplazamiento objetivo, el cual se representa por “ δ/H ”, donde δ es el desplazamiento lateral máximo del nivel superior y H es la altura de la estructura; y a la ductilidad desarrollada (μ) por la estructura para alcanzar el punto de desempeño.

VISION 2000 (Ref. 5) determina distintos Estados Límites, según el tipo de estructura que se esté analizando. En el caso de los edificios estos se clasifican en cuatro estados, que se relacionan al Nivel de Desempeño del edificio: Servicio, Operación, Daño Controlado y Último. A continuación se describen las características de los Niveles de desempeños nombrados anteriormente:

Tabla 2.1: Niveles de Desempeño

Nivel de Desempeño	Desempeño Estructural	Desplazamiento Objetivo δ/H	Ductilidad μ
Servicio	Ausencia de daños, desempeño elástico	0.002	1
Operacional	La estructura no deberá experimentar daño, o estos serán mínimos, de modo tal que se garantice su normal operación	0.005	2
Daño Controlado	La estructura podrá experimentar daños significativos, pero deberá quedar una reserva adecuada para evitar el colapso	0.015	3
Ultimo	La estructura podrá experimentar importantes daños estructurales y no estructurales. Su rigidez se habrá degradado de manera significativa, pero no deberá alcanzar el colapso	0.025	4

El diseño de edificios, según la Norma Sísmica Chilena, se realiza para un estado equivalente al Nivel de Servicio (Estado de Servicio) ya que la norma exige un desplazamiento máximo entrepiso igual $0.002 \cdot H$, para una demanda sísmica dada por el espectro elástico, reducido por el Factor de Modificación de Respuesta. Sin embargo, es necesario verificar el desempeño del edificio para un estado equivalente al Nivel de Daño Controlado (Estado Último), para una demanda sísmica dada por el espectro elástico. Para mantener la filosofía del Nivel de Servicio, para el Nivel de Daño Controlado se aplica el desplazamiento máximo entrepiso igual a $\delta/H=0.015$. La recomendación de fijar un límite para μ ($\mu \leq 3$) ha sido sugerido por “Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena” (Ref. 2).

Existe un procedimiento opuesto al procedimiento Capacidad – Demanda, llamado “Método Inverso”, en el cual se determinan los espectros elásticos asociados a un punto de desempeño que cumpla con los criterios de desempeño para el Nivel de Daño Controlado.

El “Método Inverso” entrega cocientes entre las ordenadas espectrales máximas que pueden admitir las distintas estructuras de la muestra que cumplen con los criterios de desempeños escogidos y las ordenadas del espectro elástico de la Norma sísmica, este cociente se denomina Factor de Seguridad: “FS”.

Capítulo 3: Modelos de Análisis.

Los tres modelos estructurales analizados poseen características estructurales físicas comunes, que se detallan a continuación:

Tabla 3.1: Propiedades

Material	Hormigón Armado
Módulo de Elasticidad	$3000000 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$
Módulo de Poisson	0.2
Espesor Losa	0.12 [m]
Largo Planta	30 [m]
Ancho Planta	20 [m]
Altura entre Pisos	2.75 [m]
Peso Sísmico	$1 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$

A continuación se muestran las plantas de los edificios de Marcos, Muros y Mixtos que se utilizan en este estudio:

3.1. Edificios de Marcos.

En la Figura 3.1 se presenta la planta del edificio tipo Marco:

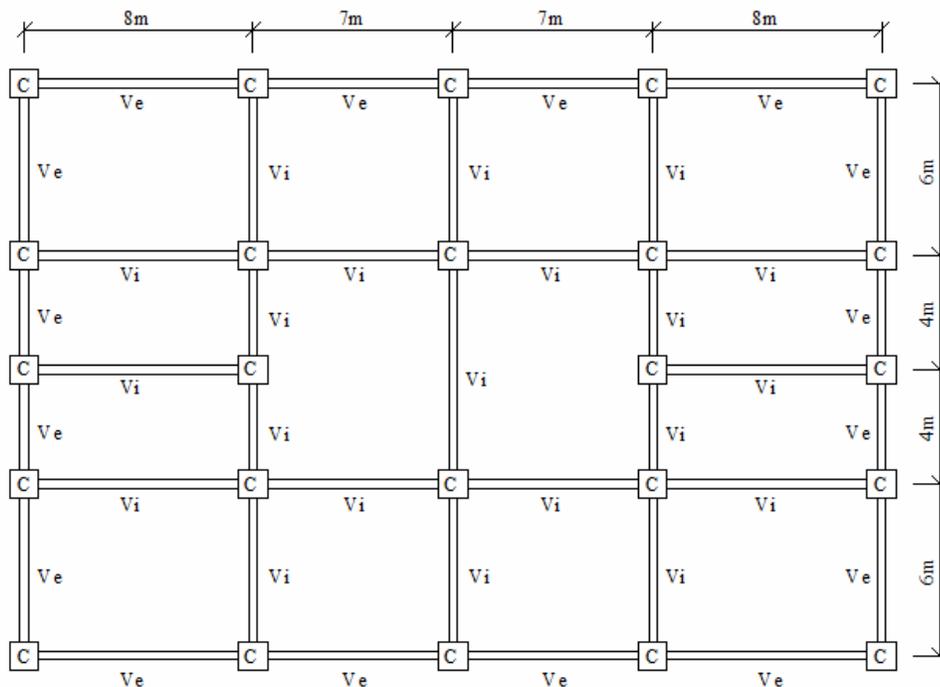


Figura 3.1: Planta Edificio de Marcos

En las siguientes tablas se puede apreciar como varían las dimensiones de los elementos estructurales en función de la altura y de la cantidad de pisos que posee el edificio.

Tabla 3.2: Edificio 5 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

Tabla 3.3: Edificio de 10 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.8 x 0.8	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
6° al 10°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

Tabla 3.4: Edificio de 15 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
6° al 10°	0.8 x 0.8	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
11° al 15°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

Tabla 3.5: Edificio de 20 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	1.0 x 1.0	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
6° al 10°	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
11° al 15°	0.8 x 0.8	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
16° al 20°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

Tabla 3.6: Edificio de 25 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	1.1 x 1.1	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
6° al 10°	1.0 x 1.0	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
11° al 15°	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
16° al 20°	0.8 x 0.8	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
21° al 25°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

Tabla 3.7: Edificio de 30 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	1.2 x 1.2	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
6° al 10°	1.1 x 1.1	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
11° al 15°	1.0 x 1.0	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
16° al 20°	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
21° al 25°	0.8 x 0.8	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
26° al 30°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

Tabla 3.8: Edificio de 35 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	1.3 x 1.3	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
6° al 10°	1.2 x 1.2	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
11° al 15°	1.1 x 1.1	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
16° al 20°	1.0 x 1.0	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
21° al 25°	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
26° al 30°	0.8 x 0.8	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
31° al 35°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

Tabla 3.9: Edificio de 40 pisos

Piso N°	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	1.4 x 1.4	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
6° al 10°	1.3 x 1.3	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
11° al 15°	1.2 x 1.2	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
16° al 20°	1.1 x 1.1	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
21° al 25°	1.0 x 1.0	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
26° al 30°	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
31° al 35°	0.8 x 0.8	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6
36° al 40°	0.7 x 0.7	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6

3.2. Edificios de Muros.

En la Figura 3.2 se presenta la planta del edificio tipo Muros:

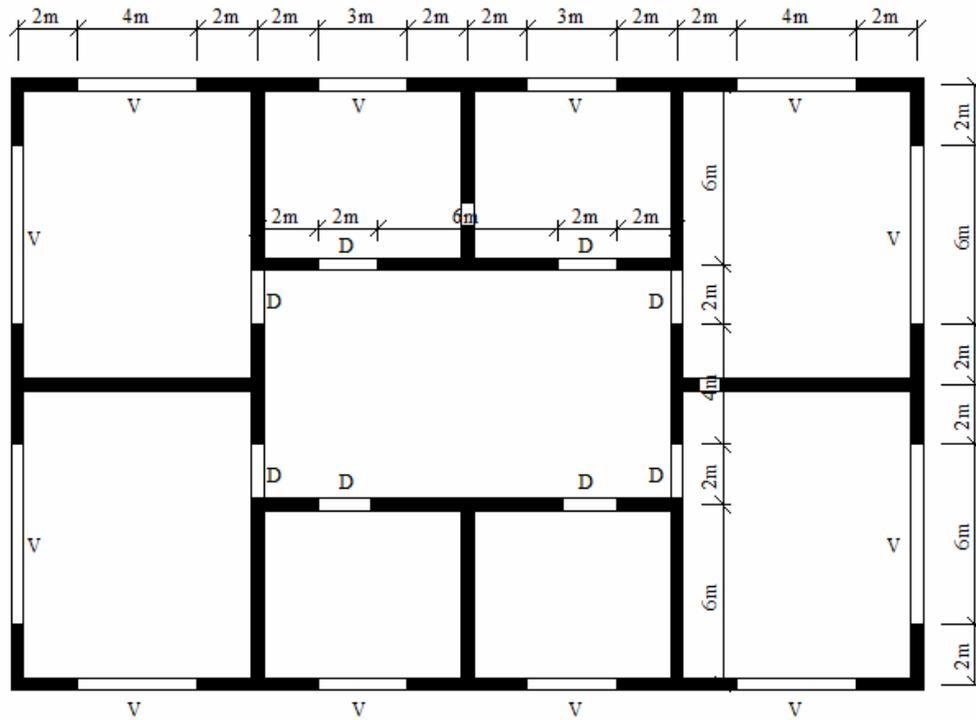


Figura 3.2: Planta Edificio de Muros

En las siguientes tablas se puede apreciar cómo varían las dimensiones de los elementos estructurales en función de la altura y de la cantidad de pisos que posee el edificio.

Tabla 3.10: Edificio de 5 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

Tabla 3.11: Edificio de 10 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.25	0.25 x 0.90	0.25 x 0.45
6° al 10°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

Tabla 3.12: Edificio de 15 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.3	0.30 x 0.90	0.30 x 0.45
6° al 10°	0.25	0.25 x 0.90	0.25 x 0.45
11° al 15°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

Tabla 3.13: Edificio de 20 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.35	0.35 x 0.90	0.35 x 0.45
6° al 10°	0.3	0.30 x 0.90	0.30 x 0.45
11° al 15°	0.25	0.25 x 0.90	0.25 x 0.45
16° al 20°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

Tabla 3.14: Edificio de 25 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.4	0.40 x 0.90	0.40 x 0.45
6° al 10°	0.35	0.35 x 0.90	0.35 x 0.45
11° al 15°	0.3	0.30 x 0.90	0.30 x 0.45
16° al 20°	0.25	0.25 x 0.90	0.25 x 0.45
21° al 25°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

Tabla 3.15: Edificio de 30 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.45	0.45 x 0.90	0.45 x 0.45
6° al 10°	0.4	0.40 x 0.90	0.40 x 0.45
11° al 15°	0.35	0.35 x 0.90	0.35 x 0.45
16° al 20°	0.3	0.30 x 0.90	0.30 x 0.45
21° al 25°	0.25	0.25 x 0.90	0.25 x 0.45
26° al 30°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

Tabla 3.16: Edificio de 35 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.5	0.50 x 0.90	0.50 x 0.45
6° al 10°	0.45	0.45 x 0.90	0.45 x 0.45
11° al 15°	0.4	0.40 x 0.90	0.40 x 0.45
16° al 20°	0.35	0.35 x 0.90	0.35 x 0.45
21° al 25°	0.3	0.30 x 0.90	0.30 x 0.45
26° al 30°	0.25	0.25 x 0.90	0.25 x 0.45
31° al 35°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

Tabla 3.17: Edificio de 40 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Vigas invertidas "V"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.55	0.55 x 0.90	0.55 x 0.45
6° al 10°	0.5	0.50 x 0.90	0.50 x 0.45
11° al 15°	0.45	0.45 x 0.90	0.45 x 0.45
16° al 20°	0.4	0.40 x 0.90	0.40 x 0.45
21° al 25°	0.35	0.35 x 0.90	0.35 x 0.45
26° al 30°	0.3	0.30 x 0.90	0.30 x 0.45
31° al 35°	0.25	0.25 x 0.90	0.25 x 0.45
36° al 40°	0.2	0.20 x 0.90	0.20 x 0.45

3.3. Edificios Mixtos.

En la Figura 3.3 se presenta la planta del edificio tipo Mixto:

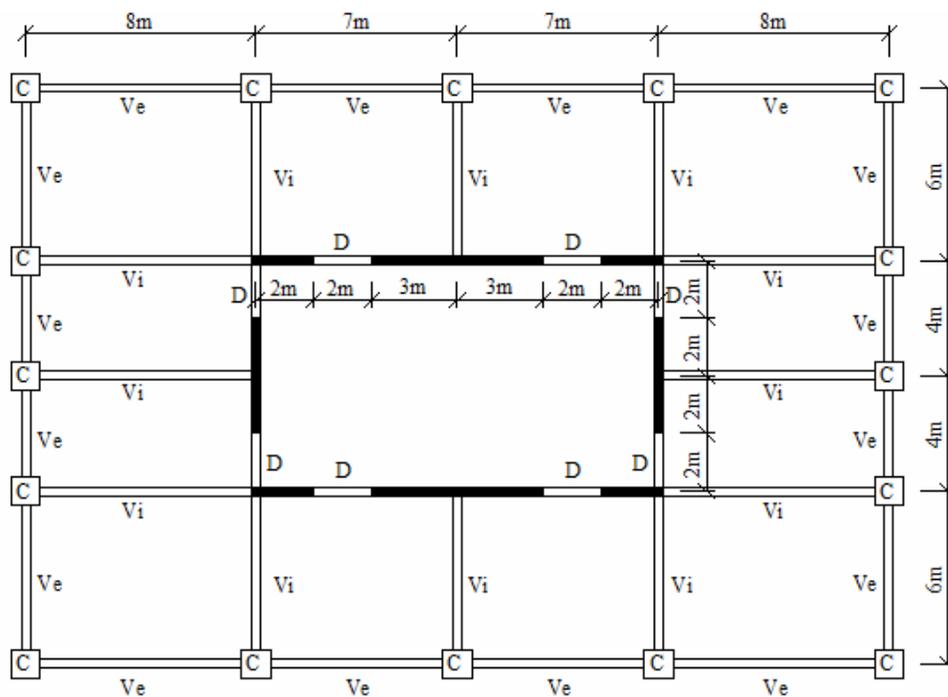


Figura 3.3: Planta Edificio Mixto

En las siguientes tablas se puede apreciar como varían las dimensiones de los elementos estructurales en función de la altura y de la cantidad de pisos que posee el edificio.

Tabla 3.18: Edificio de 5 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Tabla 3.19: Edificio de 10 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.25	0.8 x 0.8	0.25 x 0.9	0.25 x 0.6	0.25 x 0.45
6° al 10°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Tabla 3.20: Edificio de 15 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.3	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6	0.3 x 0.45
6° al 10°	0.25	0.8 x 0.8	0.25 x 0.9	0.25 x 0.6	0.25 x 0.45
11° al 15°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Tabla 3.21: Edificio de 20 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.35	1.0 x 1.0	0.35 x 0.9	0.35 x 0.6	0.35 x 0.45
6° al 10°	0.3	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6	0.3 x 0.45
11° al 15°	0.25	0.8 x 0.8	0.25 x 0.9	0.25 x 0.6	0.25 x 0.45
16° al 20°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Tabla 3.22: Edificio de 25 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.4	1.1 x 1.1	0.4 x 0.9	0.4 x 0.6	0.4 x 0.45
6° al 10°	0.35	1.0 x 1.0	0.35 x 0.9	0.35 x 0.6	0.35 x 0.45
11° al 15°	0.3	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6	0.3 x 0.45
16° al 20°	0.25	0.8 x 0.8	0.25 x 0.9	0.25 x 0.6	0.25 x 0.45
21° al 25°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Tabla 3.23: Edificio de 30 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.45	1.2 x 1.2	0.45 x 0.9	0.45 x 0.6	0.45 x 0.45
6° al 10°	0.4	1.1 x 1.1	0.4 x 0.9	0.4 x 0.6	0.4 x 0.45
11° al 15°	0.35	1.0 x 1.0	0.35 x 0.9	0.35 x 0.6	0.35 x 0.45
16° al 20°	0.3	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6	0.3 x 0.45
21° al 25°	0.25	0.8 x 0.8	0.25 x 0.9	0.25 x 0.6	0.25 x 0.45
26° al 30°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Tabla 3.24: Edificio de 35 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.5	1.3 x 1.3	0.5 x 0.9	0.5 x 0.6	0.5 x 0.45
6° al 10°	0.45	1.2 x 1.2	0.45 x 0.9	0.45 x 0.6	0.45 x 0.45
11° al 15°	0.4	1.1 x 1.1	0.4 x 0.9	0.4 x 0.6	0.4 x 0.45
16° al 20°	0.35	1.0 x 1.0	0.35 x 0.9	0.35 x 0.6	0.35 x 0.45
21° al 25°	0.3	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6	0.3 x 0.45
26° al 30°	0.25	0.8 x 0.8	0.25 x 0.9	0.25 x 0.6	0.25 x 0.45
31° al 35°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Tabla 3.25: Edificio de 40 pisos

Piso N°	Espesor de muro	Columnas "C"	Vigas exteriores invertidas "Ve"	Vigas interiores normales "Vi"	Dinteles normales "D"
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1° al 5°	0.55	1.4 x 1.4	0.55 x 0.9	0.55 x 0.6	0.55 x 0.45
6° al 10°	0.5	1.3 x 1.3	0.5 x 0.9	0.5 x 0.6	0.5 x 0.45
11° al 15°	0.45	1.2 x 1.2	0.45 x 0.9	0.45 x 0.6	0.45 x 0.45
16° al 20°	0.4	1.1 x 1.1	0.4 x 0.9	0.4 x 0.6	0.4 x 0.45
21° al 25°	0.35	1.0 x 1.0	0.35 x 0.9	0.35 x 0.6	0.35 x 0.45
26° al 30°	0.3	0.9 x 0.9	0.3 x 0.9	0.3 x 0.6	0.3 x 0.45
31° al 35°	0.25	0.8 x 0.8	0.25 x 0.9	0.25 x 0.6	0.25 x 0.45
36° al 40°	0.2	0.7 x 0.7	0.2 x 0.9	0.2 x 0.6	0.2 x 0.45

Capítulo 4: Análisis Sísmico Normativo.

En este capítulo se presentan los resultados del análisis sísmico que se realizó según la Norma Nch 433.Of96.

A continuación se muestran algunos parámetros relativos a las características de los edificios y del lugar en el cual estos se sitúan. También algunas consideraciones que se realizaron en cuanto a los esfuerzos de la estructura.

Tabla 4.1: Propiedades Generales

Categoría del Edificio	C
Zona Sísmica	2
Tipo de Suelo	II
R	7
Factor "q" para muros	0.50 Sismo X
	0.50 Sismo Y
Corte Basal Mínimo en X e Y	5.00 % del Peso
Corte Basal Máximo en X (Solo Esfuerzos)	10.50 % del Peso
Corte Basal Máximo en Y (Solo Esfuerzos)	10.50 % del Peso
Combinación Modal	CQC

Los parámetros que se utilizaron para determinar el espectro de diseño son los siguientes:

Tabla 4.2: Propiedades del Espectro

I	1
Ao	0.3*g
To	0.3
p	1.5
Ro	11

En las siguientes tablas se presentan los resultados del análisis sísmico en forma detallada del edificio Marcos de 15 pisos (a modo de ejemplo), para observar todos los parámetros que se calcularon. La información del resto de los modelos analizados se encuentra disponible a continuación del edificio de marcos de 15 pisos, en forma más resumida.

Tabla 4.3: Parámetros Físicos

Peso Total	[Ton]	8065.27
Altura Total	[m]	41.25
Superficie planta	[m2]	600

Tabla 4.4: Parámetros Vibratorios

MODO	Período [seg]	Masas Equivalentes Directas		
		M-xx [%]	M-yy [%]	M-zz [%]
1	1.1909	76.27	0	0
2	1.0156	0	75.8	0
3	0.7468	0	0	76.7
4	0.3959	10.84	0	0
5	0.3408	0	11.84	0
6	0.2546	0	0	11.49
7	0.2236	4.26	0	0
8	0.1941	0	4.3	0
9	0.1476	0	0	4.24
10	0.1465	2.39	0	0
11	0.1292	0	2.23	0
12	0.1049	1.62	0	0
13	0.0989	0	0	2.1
14	0.0942	0	1.53	0
15	0.0787	1.17	0	0
16	0.0728	0	0	1.48

Tabla 4.5: Datos para el Espectro

	T*	R*
	[seg]	[]
Sismo X	1.191	9.613
Sismo Y	1.016	9.302

Tabla 4.6: Resultados Globales combinados en X

Nivel	Dirección X					
	U	Altura	d	Esfuerzo de Corte (Q)	Momento Volcante (M)	Momento Torsor (T)
	[m]	[m]	[m]	[Ton]	[Ton-m]	[Ton-m]
1	0.02556	41.3	0.08	80.94	222.58	0
2	0.02497	38.5	0.08	145.76	620.60	0
3	0.02410	35.8	0.08	191.55	1138.07	0.01
4	0.02296	33	0.07	221.85	1727.43	0.01
5	0.02159	30.3	0.07	241.13	2352.84	0.01
6	0.02001	27.5	0.06	254.48	2990.73	0.01
7	0.01832	24.8	0.06	265.42	3630.00	0.02
8	0.01648	22	0.05	276.07	4266.63	0.02
9	0.01447	19.3	0.05	288.42	4902.98	0.02
10	0.01231	16.5	0.04	304.29	5547.41	0.02
11	0.01001	13.8	0.03	325.23	6213.74	0.02
12	0.00771	11	0.02	350.38	6919.91	0.02
13	0.00534	8.3	0.02	375.54	7682.10	0.02
14	0.00301	5.5	0.01	394.82	8507.83	0.02
15	0.00102	2.8	0.01	403.26	9391.42	0.02

Nota 1: "d" es la distancia mínima al medianero.

Nota 2: El nivel 1 es el nivel más alto.

Tabla 4.7: Resultados sísmicos en dirección X

Altura total del edificio	[m]	41.25
Período fundamental	[seg]	1.19
Factor de Rigidez H/T	[m/s]	34.64
Esfuerzo de Corte Basal (Qb)	[Ton]	403.26
Factor de Amplificación por corte mínimo	[]	3.01
Factor de Reducción por corte máximo	[]	1
Momento Volcante Basal (Mb)	[Ton-m]	9391.42
Brazo de palanca de Qb (Mb/Qb)	[m]	23.29
Desplazamiento Nivel 1 (d1)	[m]	0.02556
Giro en Planta Nivel 1 (í1)		0
Distancia CG - C.de Rotación (d1/í1)		3294949.75

Tabla 4.8: Resultados Globales combinados en Y

Dirección Y						
Nivel	U	Altura	d	Esfuerzo de Corte (Q)	Momento Volcante (M)	Momento Torsor (T)
		[m]	[m]	[Ton]	[Ton-m]	[Ton-m]
1	0.01947	41.25	0.08	72.31	198.86	0.01
2	0.01895	38.50	0.08	134.16	566.09	0.02
3	0.0182	35.75	0.07	180.82	1057.58	0.03
4	0.01725	33	0.07	213.72	1632.14	0.04
5	0.01613	30.25	0.06	235.77	2255.50	0.05
6	0.01486	27.50	0.06	251.46	2903.38	0.06
7	0.01354	24.75	0.05	264.48	3562.73	0.07
8	0.01211	22	0.04	277.36	4228.17	0.08
9	0.01057	19.25	0.04	292.20	4901.51	0.09
10	0.00893	16.50	0.03	310.28	5590.61	0.09
11	0.00724	13.75	0.03	332.20	6307.80	0.1
12	0.00562	11	0.02	356.52	7067.58	0.1
13	0.00395	8.25	0.02	379.30	7881.11	0.1
14	0.00228	5.50	0.01	396.03	8751.39	0.1
15	0.00081	2.75	0.01	403.26	9670.96	0.1

Tabla 4.9: Resultados sísmicos en dirección Y

Altura total del edificio	[m]	41.25
Período fundamental	[seg]	1.02
Factor de Rigidez H/T	[m/s]	40.62
Esfuerzo de Corte Basal (Qb)	[Ton]	403.26
Factor de Amplificación por corte mínimo	[]	2.38
Factor de Reducción por corte máximo	[]	1
Momento Volcane Basal (Mb)	[Ton-m]	9670.96
Brazo de palanca de Qb (Mb/Qb)	[m]	23.98
Desplazamiento Nivel 1 (d1)	[m]	0.01947
Giro en Planta Nivel 1 (í1)		0
Distancia CG - C.de Rotación (d1/í1)		580308.88

4.1. Resultados Análisis Sísmico.

A continuación se presentan los resultados más importantes del análisis sísmico de todos los edificios estudiados:

Tabla 4.10: Resultados

Edificios de Marcos												
N° de Pisos	H	W	T*x	T*y	Qbx	Mbx	Qby	Mby	u	v	f ampx	f ampy
	[m]	[Ton]	[seg]	[seg]	[Ton]	[T-m]	[Ton]	[T-m]	[m]	[m]	[]	[]
5	13.75	2525.2	0.404	0.352	204.7	2038.0	240.9	2387.0	0.0052	0.0046	1	1
10	27.50	5245.2	0.813	0.699	262.3	4610.0	262.3	4715.1	0.0128	0.0097	1.73	1.37
15	41.25	8065.3	1.191	1.016	403.3	9391.4	403.3	9670.9	0.0256	0.0195	3.01	2.38
20	55.00	11036.7	1.562	1.334	551.8	15633.0	551.8	15828.8	0.0416	0.0318	4.42	3.47
25	68.75	14174.1	1.932	1.658	708.7	23200.2	708.7	23070.6	0.0606	0.0466	5.90	4.62
30	82.50	17490.8	2.301	1.989	874.5	31877.9	874.5	31117.2	0.0819	0.0634	7.39	5.78
35	96.25	21134.1	2.675	2.334	1056.7	41420.0	1056.7	39715.6	0.1051	0.0823	8.85	6.94
40	110.00	25027.0	3.052	2.686	1251.4	51735.1	1251.4	48642.8	0.1300	0.1024	10.26	8.03
Edificios de Muros												
N° de Pisos	H	W	T*x	T*y	Qbx	Mbx	Qby	Mby	U	V	f ampx	f ampy
	[m]	[Ton]	[seg]	[seg]	[Ton]	[T-m]	[Ton]	[T-m]	[m]	[m]	[]	[]
5	13.75	2562.2	0.123	0.123	269.0	2686.4	269.0	2689.5	0.0008	0.0008	0.87	0.87
10	27.50	5454.8	0.280	0.303	545.9	10541.5	503.4	9822.1	0.0039	0.0044	1	1
15	41.25	8612.5	0.450	0.519	532.0	14861.0	430.6	11915.4	0.0064	0.0072	1	1.01
20	55.00	12037.8	0.627	0.754	601.9	20828.5	601.9	19129.4	0.0097	0.0136	1.27	1.62
25	68.75	15733.4	0.809	1.003	786.7	30272.0	786.7	25535.3	0.0149	0.0201	1.76	2.15
30	82.50	19701.6	0.999	1.264	985.1	39893.8	985.1	32381.9	0.0206	0.0274	2.24	2.68
35	96.25	23944.4	1.195	1.534	1197.2	50071.7	1197.2	40415.9	0.0269	0.0360	2.71	3.25
40	110.00	28464.7	1.399	1.817	1423.2	61045.6	1423.2	49427.1	0.0340	0.0460	3.20	3.86

Edificios Mixtos												
N° de Pisos	H	W	T*x	T*y	Qbx	Mbx	Qby	Mby	U	V	f ampx	f ampy
	[m]	[Ton]	[seg]	[seg]	[Ton]	[T-m]	[Ton]	[T-m]	[m]	[m]	[]	[]
5	13.75	2393.68	0.252	0.355	251.34	2580.54	211.16	2153.76	0.00314	0.00487	0.94	1
10	27.5	5050.61	0.556	0.752	252.53	4729.65	252.53	4409.75	0.0072	0.01201	1.04	1.57
15	41.25	7889.9	0.854	1.106	394.49	9567.63	394.5	8579.2	0.01542	0.02306	1.88	2.6
20	55	10949.53	1.141	1.434	547.48	15345.43	547.48	13938.01	0.02483	0.03597	2.72	3.62
25	68.75	14237.39	1.418	1.755	711.87	22368.61	711.87	20376.05	0.03573	0.05069	3.58	4.64
30	82.5	17757.88	1.689	2.072	887.89	30552.88	887.89	27645.14	0.04786	0.06663	4.44	5.62
35	96.25	21657.32	1.959	2.397	1082.87	39779.9	1082.87	35555.53	0.06115	0.08388	5.28	6.55
40	110	25844.51	2.226	2.728	1292.23	49866.7	1292.23	43859.53	0.07512	0.1017	6.08	7.4

4.2. Comparación Propiedades Dinámicas de Edificios.

- Período Fundamental de la estructura.

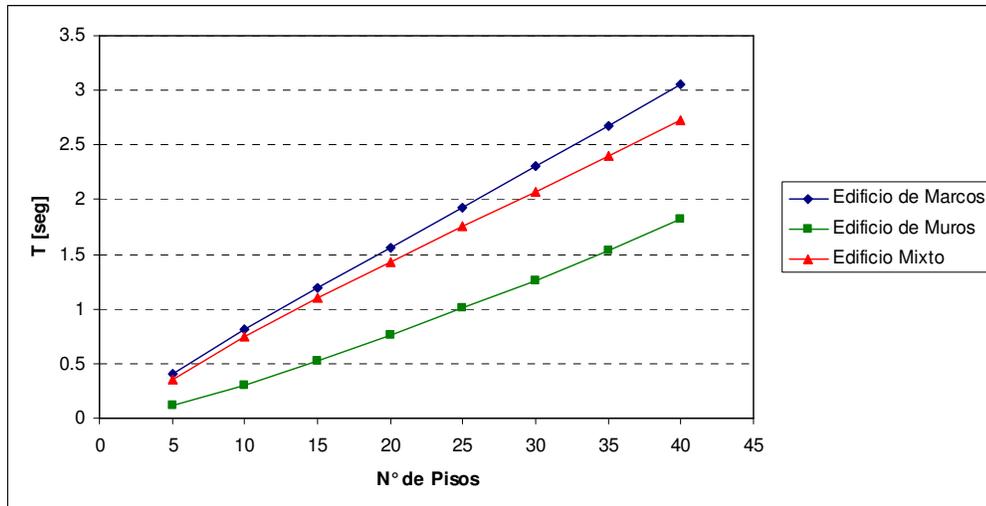


Figura 4.1: Período de la Estructura

- Esfuerzo de Corte Basal.

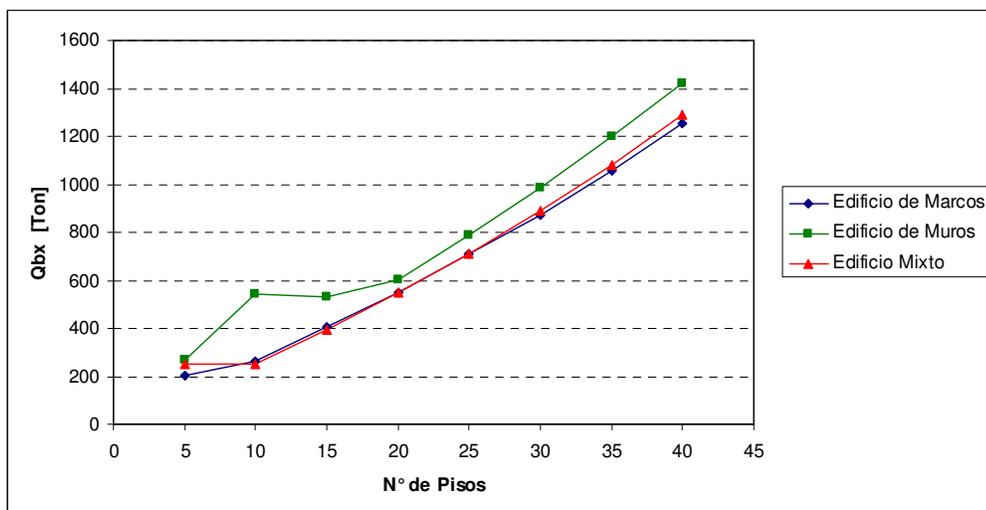


Figura 4.2: Esfuerzo de Corte, Eje X

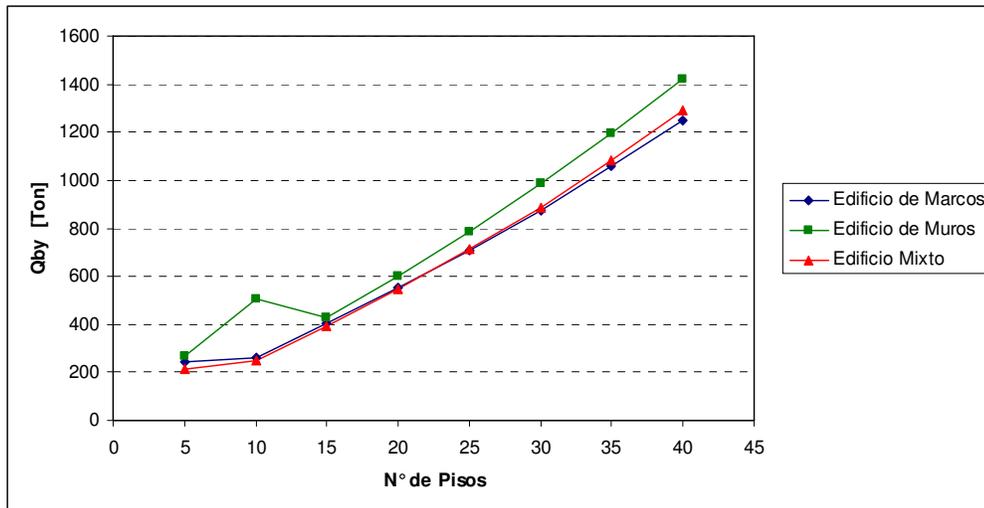


Figura 4.3: Esfuerzo de Corte, Eje Y

- **Momento Volcante Basal.**

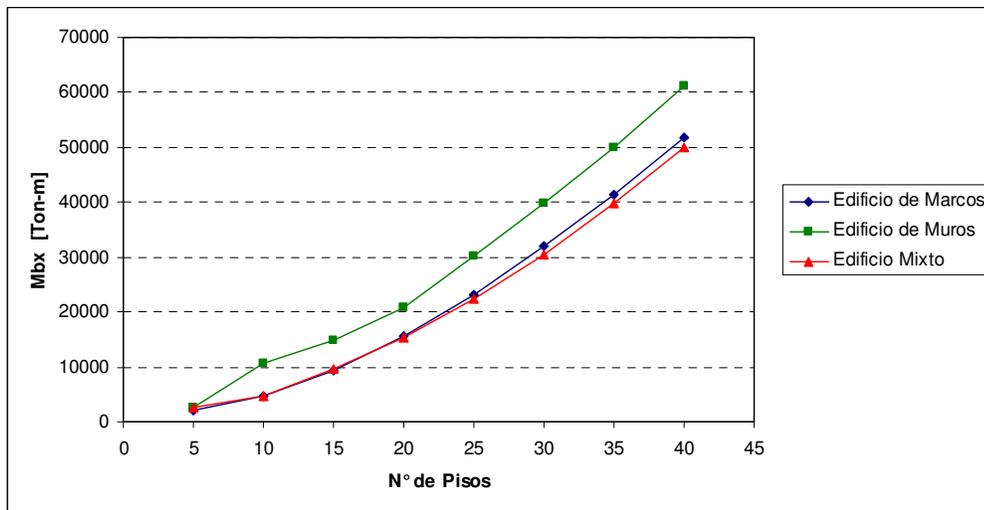


Figura 4.4: Momento Basal, Eje X

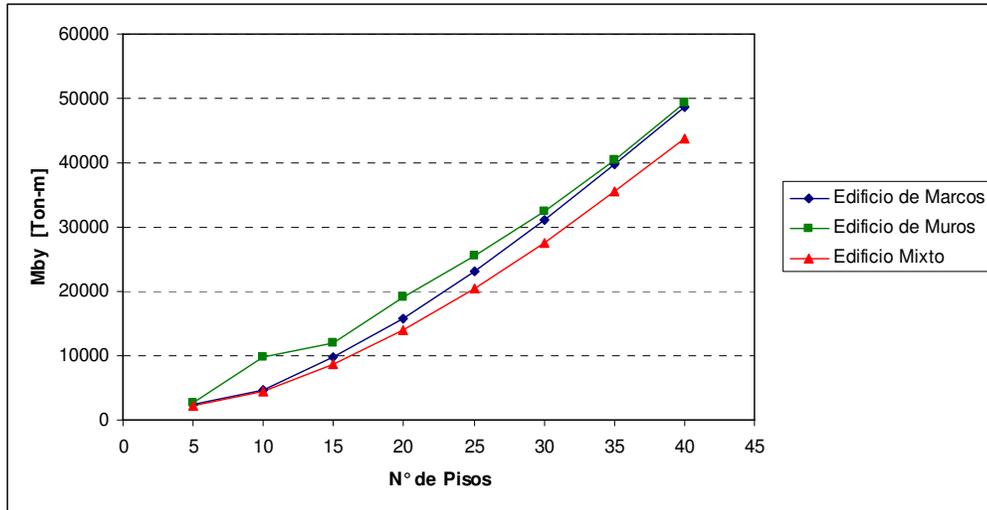


Figura 4.5: Momento Basal, Eje Y

- Desplazamiento Nivel Superior.

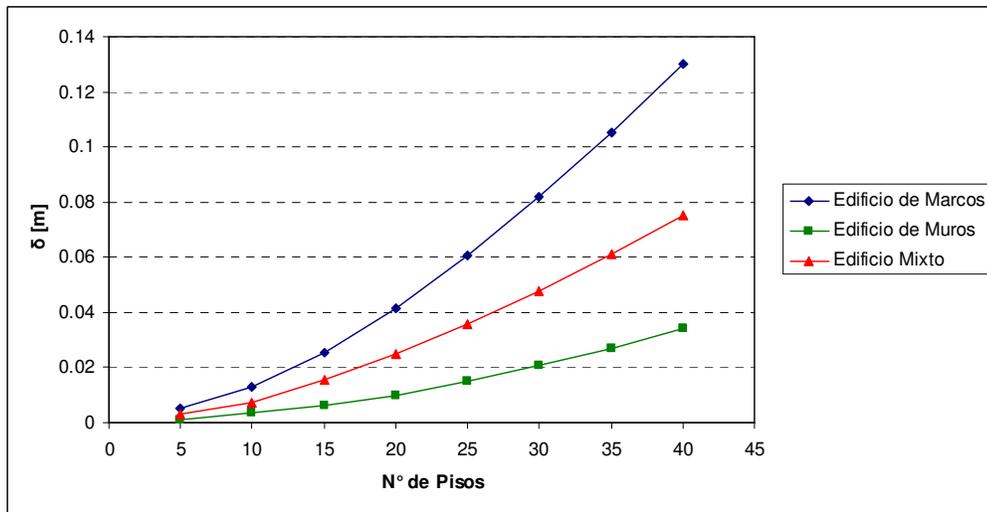


Figura 4.6: DNS, Eje X

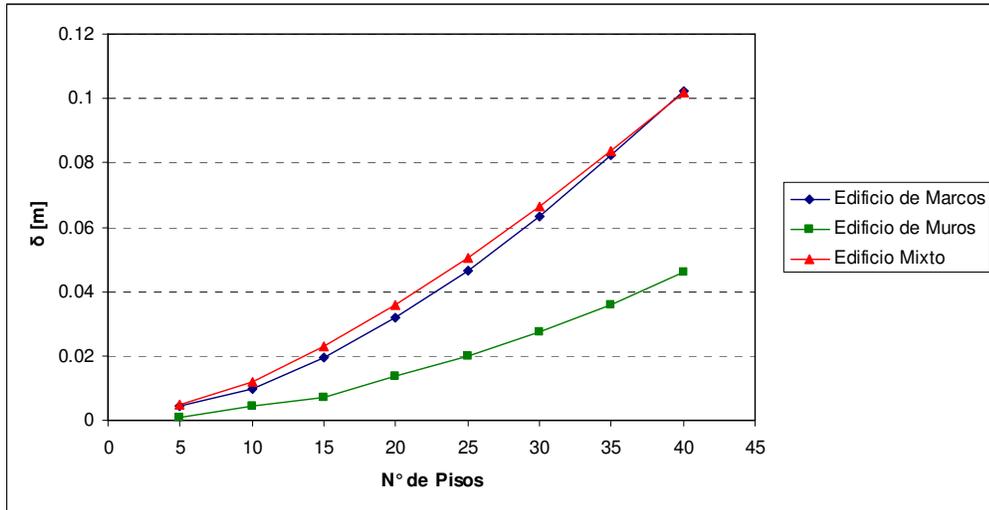


Figura 4.7: DNS, Eje Y

4.3. Comentarios Finales.

Observando los gráficos de las propiedades dinámicas de las estructuras, se aprecia que en los edificios Mixtos éstas son similares a las de los edificios de Marcos, y bastante disímiles a las propiedades de los edificios de Muros, debido a la baja densidad de muros que presentan; por lo que su comportamiento se asemeja más a un edificio de marcos.

En la Figura 4.1 se observa que el período aumenta linealmente con el número de pisos, teniendo los edificios de marcos una pendiente más grande que los otros dos tipos de edificios. Por ejemplo, en los edificios de 5 pisos, el período del de marcos es aproximadamente 3.3 veces y 1.13 veces el período del edificio de muros y mixto, respectivamente. En los edificios de 40 pisos, el período del edificio de marcos es aprox. 1.7 veces y 1.12 veces el período de edificio de muros y mixto, respectivamente; por lo que en el gráfico se observa que si bien la diferencia entre los períodos aumenta, disminuye en términos porcentuales con la altura del edificio.

Existen algunas estimaciones para calcular el período de un edificio, las que dependen del tipo de estructuración y número de pisos del edificio.

$$\text{Edificio de Marcos: } T \approx \frac{N^{\circ} \text{Pisos}}{10}$$

$$\text{Edificio de Muros: } T \approx \frac{N^{\circ} \text{Pisos}}{20}$$

$$\text{Edificio Mixto: } T \approx \frac{N^{\circ} \text{Pisos}}{15}$$

Aplicando estas fórmulas a los modelos se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 4.11: Períodos

Edificios de Marcos			
N° de Pisos	T	T aprox.	T/(T aprox.)
[]	[seg]	[seg]	[]
5	0.404	0.5	0.81
10	0.813	1	0.81
15	1.191	1.5	0.79
20	1.562	2	0.78
25	1.932	2.5	0.77
30	2.301	3	0.77
35	2.675	3.5	0.76
40	3.052	4	0.76
Edificios de Muros			
N° de Pisos	T	T aprox.	T/(T aprox.)
[]	[seg]	[seg]	[]
5	0.123	0.25	0.49
10	0.303	0.5	0.61
15	0.519	0.75	0.69
20	0.754	1	0.75
25	1.003	1.25	0.80
30	1.264	1.5	0.84
35	1.534	1.75	0.88
40	1.817	2	0.91
Edificios Mixtos			
N° de Pisos	T	T aprox.	T/(T aprox.)
[]	[seg]	[seg]	[]
5	0.355	0.33	1.07
10	0.752	0.67	1.13
15	1.106	1	1.11
20	1.434	1.33	1.08
25	1.755	1.67	1.05
30	2.072	2	1.04
35	2.397	2.33	1.03
40	2.728	2.67	1.02

En la Tabla 4.11 se observa que los períodos calculados en forma rigurosa y aproximada, son bastante cercanos.

Analizando la Figura 4.2 y Figura 4.3, se aprecia que no existe gran diferencia entre los esfuerzos de corte de los tres tipos de edificios, aunque como ya se dijo, la diferencia entre los valores de los edificios de marcos y mixtos siempre es menor a la diferencia existente entre los valores de los mixtos y de muros. El esfuerzo de Corte basal es mayor mientras más rígido sea el edificio, es decir, mientras más muros posea la planta de éste, por lo tanto los edificios de muros son los que tienen mayor corte basal.

En los edificios de muros se observa que el esfuerzo de corte basal en el edificio de 10 pisos es levemente mayor que el de 15 pisos (en ambos ejes), lo que a primera vista no parece tener sentido. La explicación que se encontró a este fenómeno es que el período de estos dos edificios se encuentran situados en una parte del espectro en donde la aceleración decae con una pendiente pronunciada, por lo que resulta que la aceleración que solicita al edificio de 10 pisos es notoriamente mayor a la aceleración a la cual se ve sometido el edificio de 15 pisos, lo cual es un factor que puede alterar los resultados de los esfuerzos de corte (como ocurre en este caso). Este es un problema que se presenta en los espectros pronunciados, donde pequeñas variaciones pueden producir importantes variaciones en el diseño. Esto se observa de mejor manera en el siguiente gráfico:

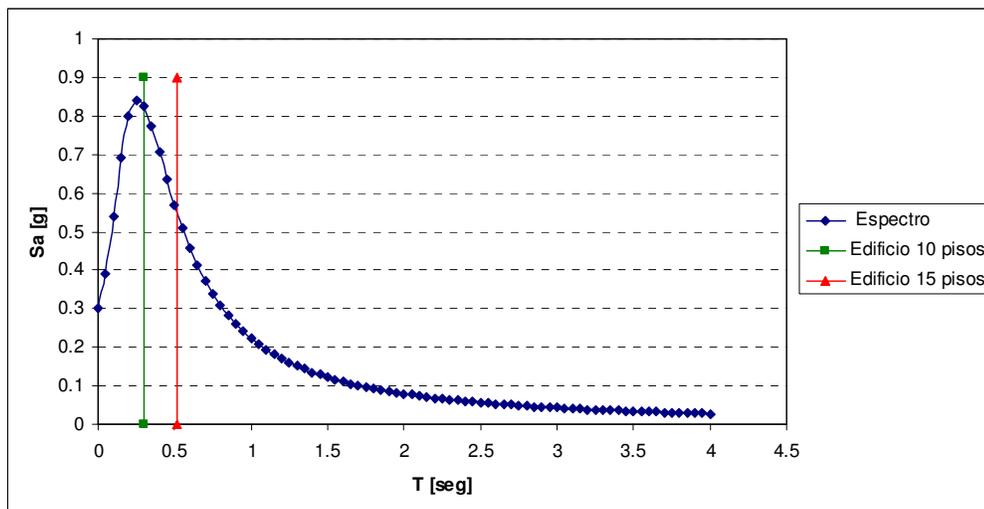


Figura 4.8: Espectro de diseño

En el caso del Momento volcante basal, al igual que en el esfuerzo de corte basal, la diferencia entre los valores de momento es baja entre los edificios de distinta estructuración. Por ejemplo, en los edificios de 5 pisos, el momento basal del edificio de muros es 1.3 veces el esfuerzo del de marcos y en los edificios de 40 pisos el momento basal del de muros es 1.22 veces que el del edificio mixto, siempre observando el eje X, ya que el eje Y existe menos diferencia entre los valores de momento basal.

Observando la Figura 4.4 y Figura 4.5, no sucede lo que pasaba con el esfuerzo de corte basal para los edificios de muros de 10 y 15 pisos. Lo que ocurre es que en el caso del momento basal la mayor altura del edificio de muros de 15 pisos compensa la diferencia ocurrida en el esfuerzo de corte, siendo mayor el momento basal en el caso de 15 pisos que el de 10 pisos.

Observando la Figura 4.6 y Figura 4.7, de los desplazamientos del nivel superior del edificio, se ve que los edificios de marcos se deforman más en el eje X que en el Y, aunque la diferencia es mínima. El edificio de 40 pisos se deforma 13 [cm] en el nivel más alto (en la dirección X). En el caso de los edificios mixtos, el desplazamiento es mayor en el eje Y que en el X, debido a la menor densidad de muros en el eje Y, por lo que es menos rígido en dicho eje. El edificio de 40 piso se desplaza casi 11

[cm]. En los edificios de muros, al igual que en los edificios mixtos, se desplaza más en el eje Y que en X, debido a la mayor rigidez en el eje X; en los edificios de muros se alcanzan desplazamientos muy bajos debido a su alta rigidez (en ambos ejes) y el edificio de 40 pisos alcanza una deformación de 5 [cm] en el eje Y.

A continuación, en las Tabla 4.12 y Tabla 4.13 se observan los valores de las densidades de muros por plantas, medidas en cada eje de ésta, es decir, el área total de los muros que trabajan en cada eje, dividida por el área total de la planta. Como el espesor de muros varía cada cinco pisos, se muestran los valores para cada espesor de muros. Esto se realiza sólo para los edificios de muros y mixtos.

Tabla 4.12: Densidad de Muros por planta

Edificios de Muros		
	Eje X	Eje Y
Espesor	Am/At	Am/At
[m]	[%]	[%]
0.2	2.27	2
0.25	2.83	2.5
0.3	3.4	3
0.35	3.97	3.5
0.4	4.53	4
0.45	5.1	4.5
0.5	5.67	5
0.55	6.23	5.5

Tabla 4.13: Densidad de Muros por planta

Edificio Mixto		
	Eje X	Eje Y
Espesor	Am/At	Am/At
[m]	[%]	[%]
0.2	0.67	0.27
0.25	0.83	0.33
0.3	1.00	0.40
0.35	1.17	0.47
0.4	1.33	0.53
0.45	1.50	0.60
0.5	1.67	0.67
0.55	1.83	0.73

Cuando $\frac{Am}{At}$, según cada eje, está entre un 2% y 3%, las recomendaciones de la Norma Sísmica Chilena catalogan a los edificios, como edificios rígidos, pero con un buen comportamiento antes las sollicitaciones sísmicas. Esto no es más que una recomendación de la norma para estimar un número de metros lineales de muros (por eje) para realizar un prediseño de un edificio. En la Tabla 4.12 se

observa que cuando el espesor de muros es 0.55 [m] la densidad de estos en la planta de piso es 6.23 [%], lo cual es evidentemente mayor que la recomendación, pero hay que aclarar que estos muros están presentes en los edificios de 40 pisos, pero sólo en los primeros 5 pisos. En los siguientes pisos el espesor va disminuyendo 0.05 [m] cada 5 piso, hasta llegar a 0.2 [m] en los pisos superiores, lo que se observa con mayor claridad en el subcapítulo 3.2, la disminución del espesor compensa las densidades de las áreas de muros de los primeros pisos. En el caso de los edificios mixtos, estos presentan densidades menores al 2 [%], con lo cual se recalca que no son edificios rígidos.

Capítulo 5: Perfil Bío-Sísmico.

A grosso modo lo que busca el perfil Bío-Sísmico es evaluar una estructura a través de la calificación de ciertos indicadores sísmicos, entregando información cualitativa de la estructuración del edificio.

Utilizando un software desarrollado por la oficina IEC se obtuvieron los perfiles Bío-Sísmicos para los edificios estudiados en esta memoria. Los datos de los perfiles se encuentran disponibles en el anexo 1.

A continuación se muestran los resultados de los perfiles Bío-Sísmicos, considerando todos los indicadores sísmicos. Los edificios estudiados son totalmente simétricos y sin irregularidades en sus plantas, por lo que algunos parámetros del perfil Bío-Sísmico son nulos.

5.1. Comparación de Resultados de los Perfiles Bío-Sísmicos

- Cuociente altura total / período primer modo traslacional.

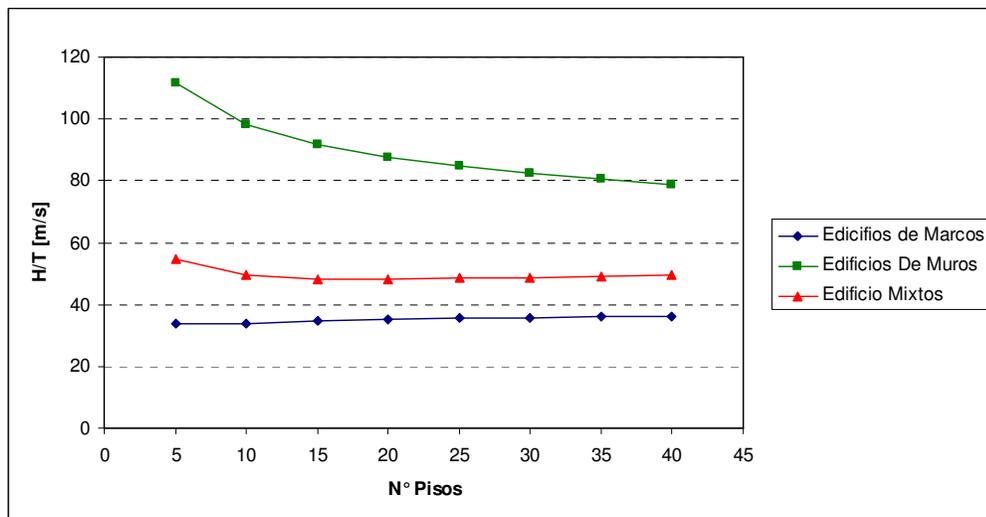


Figura 5.1: Cuociente altura total / período primer modo traslacional, Eje X

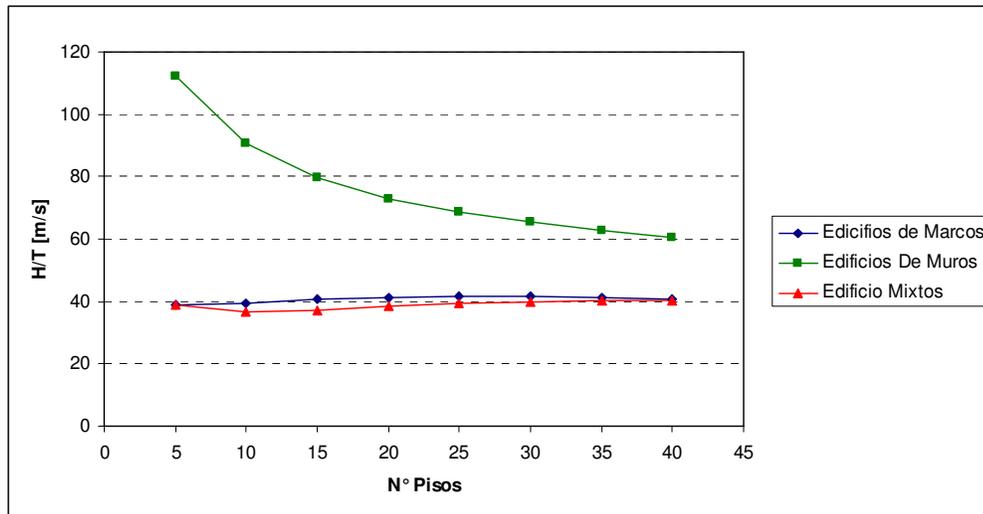


Figura 5.2: Cuociente altura total / período primer modo traslacional, Eje Y

Comentarios:

Los edificios de muros son más rígidos en el eje X que en el Y, debido a la mayor cantidad de metros lineales de muros que posee el eje X y la mayor longitud de la planta en dicho eje, sin embargo todos los casos son edificios rígidos. Observando los gráficos se nota que en los edificios de muros existe una notoria variación del indicador H/T para los edificios de distintas alturas, esto ocurre porque los muros son elementos rígidos y si además de esto el edificio es de baja altura, el edificio es extremadamente rígido, mientras que si el edificio es alto, la flexibilidad que le aporta la altura compensa la alta rigidez de los muros en el parámetro H/T.

Si se analizan los edificios mixtos observando el eje X, resulta que estos son de rigidez normal, pero si se observan los resultados del eje Y resulta que están en el límite entre edificios flexibles y de rigidez normal. Esto se explica porque al igual que en el caso de los edificios de muros, existen elementos más rígidos en el eje X que en el Y. En los edificios mixtos existe una pequeña diferencia de H/T entre los edificios de distintas alturas.

Observando ambos ejes se puede decir que la mayoría de los modelos de edificios de marcos son flexibles, aunque en algunos casos (en el eje Y) estos están en el límite de rigidez normal, dicho fenómeno se puede asociar a que las vigas en el eje Y son considerablemente más cortas y eso conlleva a que sean más rígidas, siendo el edificio más rígido en aquella dirección. Al igual que en los edificios mixtos, se observa que casi no existe diferencia del indicador sísmico cuando varía la altura del edificio; esto se explica por la ausencia de muros en las plantas del edificio y el efecto de la altura en la rigidez en estos edificios es menos importante que en los edificios de muros.

- Efecto P - Δ

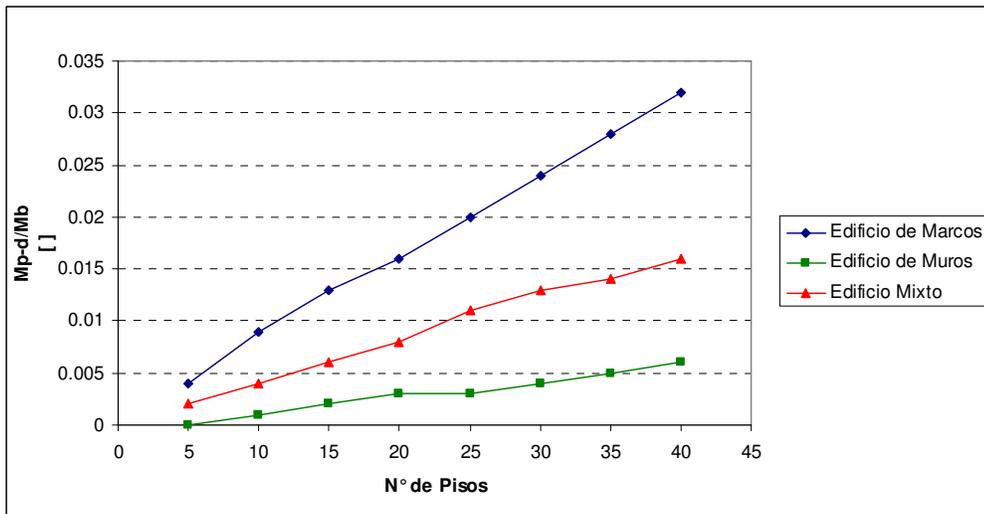


Figura 5.3: Efecto P - Δ , Eje X

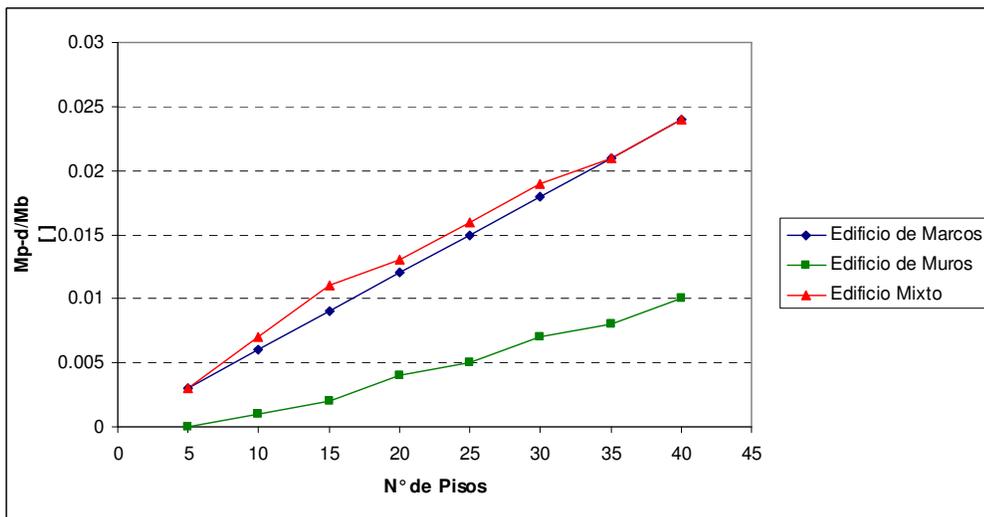


Figura 5.4: Efecto P - Δ , Eje Y

Comentarios:

Como todos los casos son menores a 0.05, el efecto P- Δ puede ser ignorado en todos los casos. Estos resultados muestran el importante efecto que tiene el control normativo de desplazamientos laterales de entrepiso.

- Desplazamiento del nivel superior.

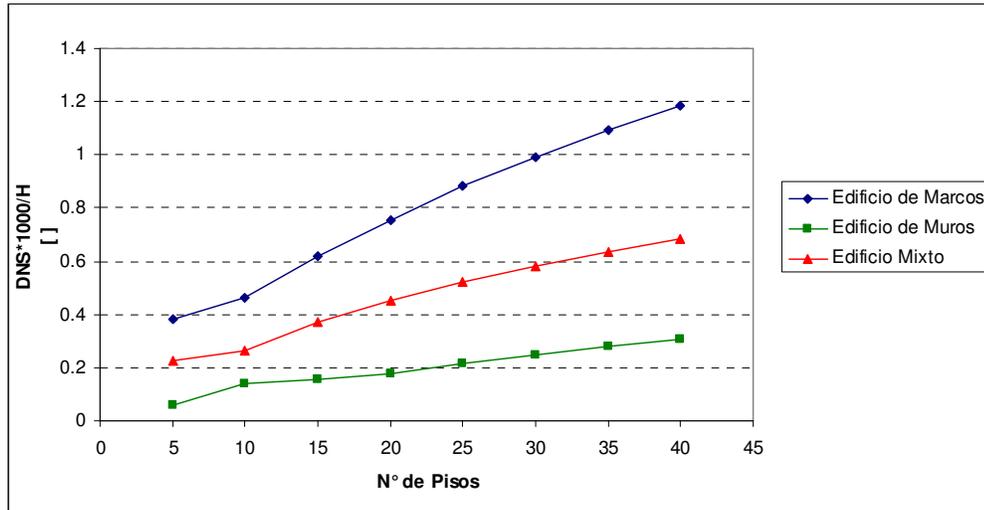


Figura 5.5: DNS, Eje X

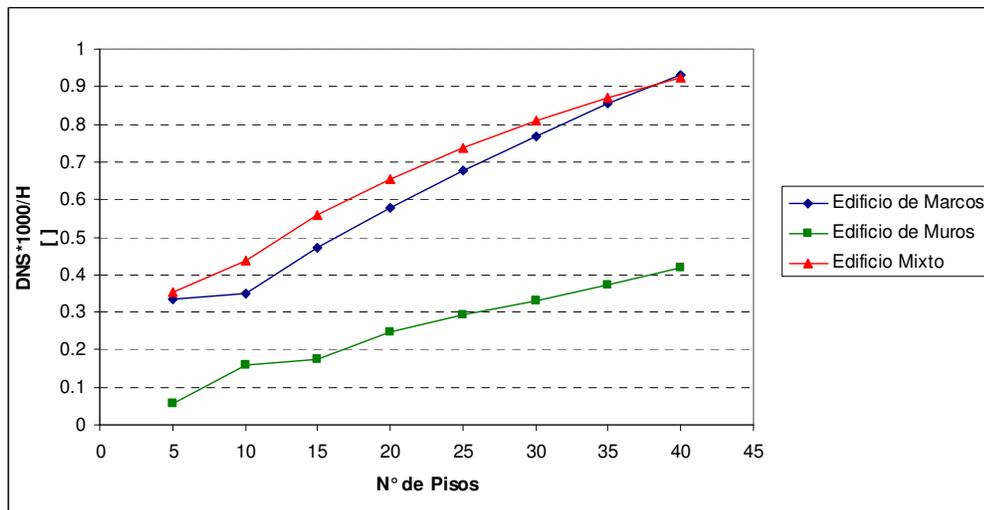


Figura 5.6: DNS, Eje Y

Comentarios:

Si se observan los edificios de muros, los modelos hasta 15 pisos poseen un $DNS < 0.0002 \cdot H$, lo que indica que son edificios de gran rigidez, lo cual no es recomendable y debiera evitarse. Los modelos de alturas mayores son de rigidez normal, lo mismo que revela el primer indicador de rigidez.

En los edificios mixtos, al estudiar el eje X e Y resulta que son edificios de rigideces normales, aunque el eje Y es levemente más flexible.

En el caso de los edificios de marcos, analizando el eje X, los desplazamientos están en el límite de edificios de rigideces normales y flexibles, aunque observando el eje Y las estructuras son más rígidas

y se encuentran netamente en el rango de rigidez normal. Este fenómeno es similar al que sucede en el primer indicador sísmico.

- **Desplazamiento de entrepisos, medidos en el centro de gravedad.**

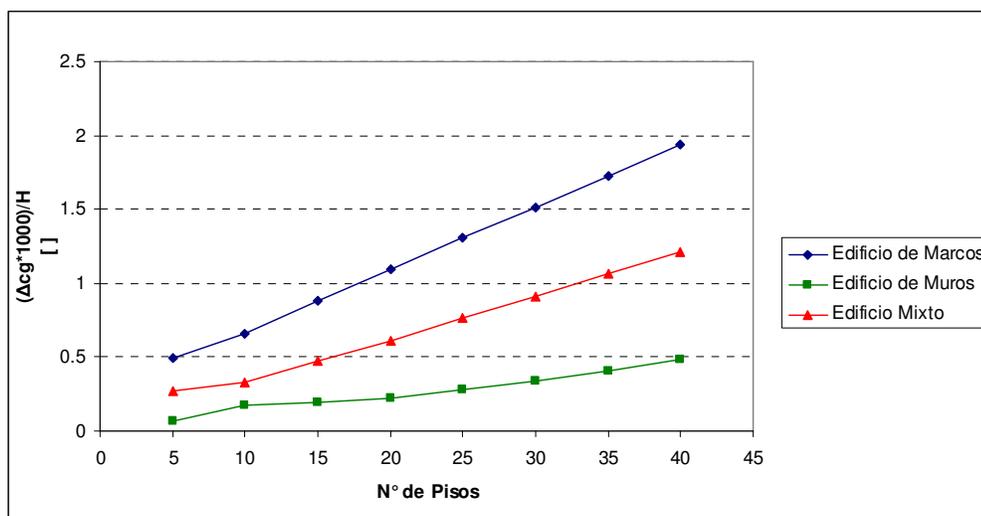


Figura 5.7: Δ_{cg} , Eje X

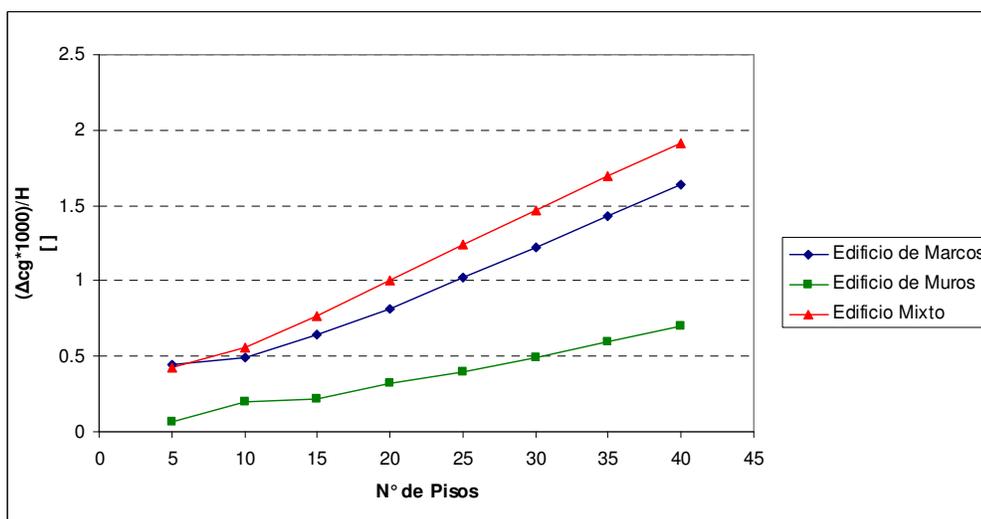


Figura 5.8: Δ_{cg} , Eje Y

Comentarios:

Los edificios de marcos y mixtos cumplen cabalmente con la sugerencia de que el desplazamiento de entrepiso, medido en el centro de gravedad, sea superior a 0.2 por mil de la altura entrepiso. En los edificios de muros de 5 y 10 pisos el desplazamiento es menor al sugerido, pues poseen una rigidez excesiva. Todos los modelos analizados cumplen con que el máximo desplazamiento de entrepiso es menor a 2 por mil de la altura entrepiso.

- **Máximo desplazamiento de entrepisos, medidos en puntos extremos.**

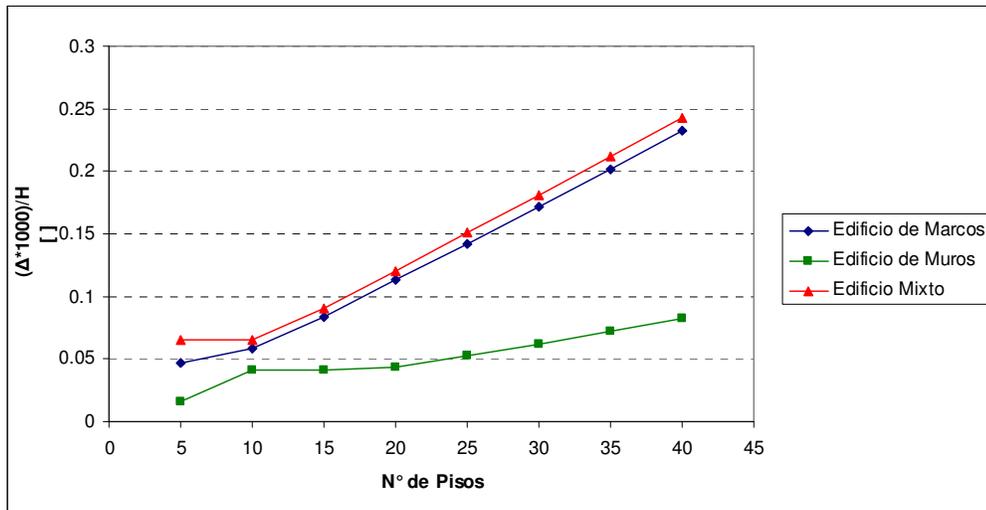


Figura 5.9: Δ entrepisos, Eje X

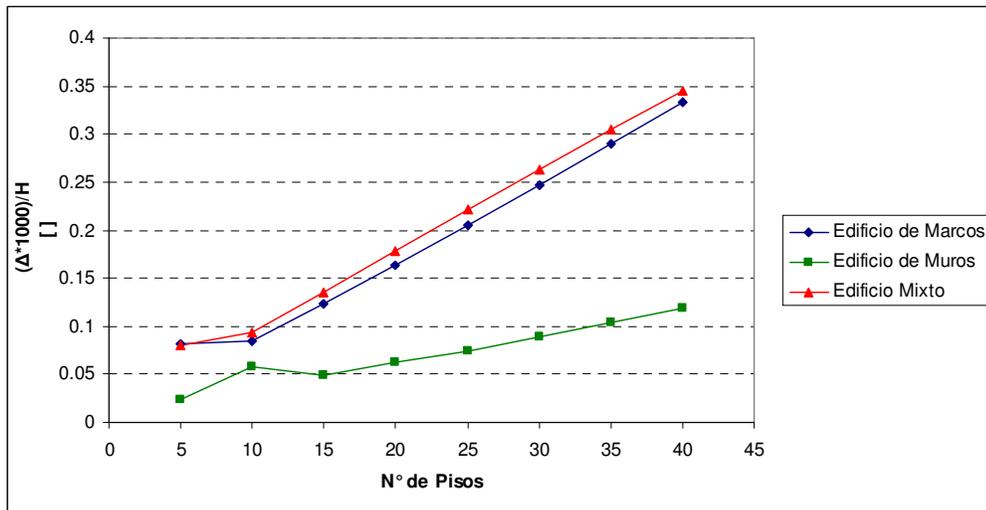


Figura 5.10: Δ entrepisos, Eje Y

Comentarios:

En todos los edificios de marcos, muros y mixtos se cumple que el máximo desplazamiento de entrepiso incremental medido en cualquier punto de la planta sea menor a 1 por mil de dicha altura. Este desplazamiento es mayor en los edificios de mayores alturas y sobre todo en los edificios de marcos, ya que en estos se producen los mayores desplazamientos laterales, debido a su flexibilidad. En los edificios de 10 pisos se observan ciertas anomalías, las cuales se producen debido a que los períodos del edificio de muros de 10 y 15 pisos se encuentran en una parte del espectro que decae con una pendiente pronunciada, por lo que la aceleración que solicita al edificio de 10 pisos es notoriamente mayor a la aceleración a la que se ve sometido el edificio de 15 pisos, produciendo los efectos observados en los desplazamientos, esto se puede apreciar de mejor manera en la Figura 4.8 (pag. 39).

- **Cuociente entre período traslacional y rotacional.**

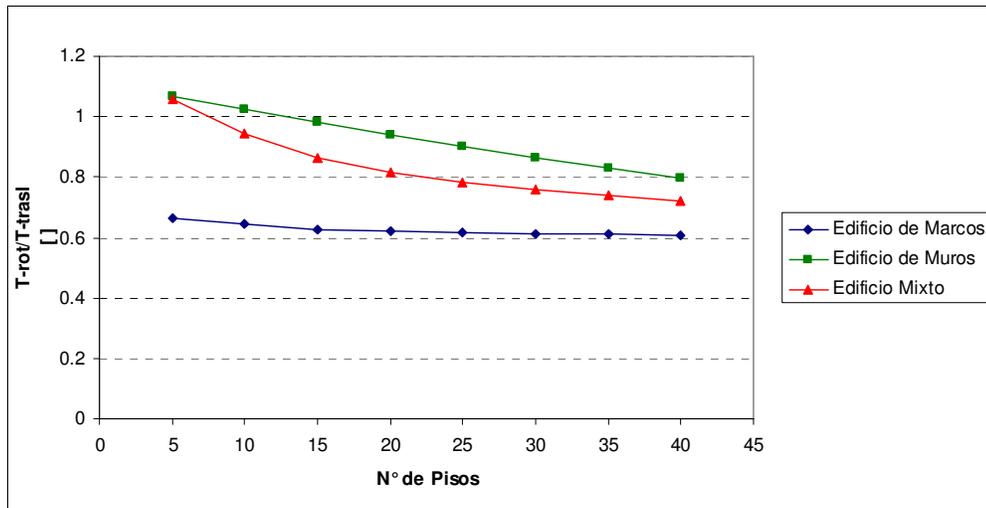


Figura 5.11: Cuociente período traslacional y rotacional, Eje X

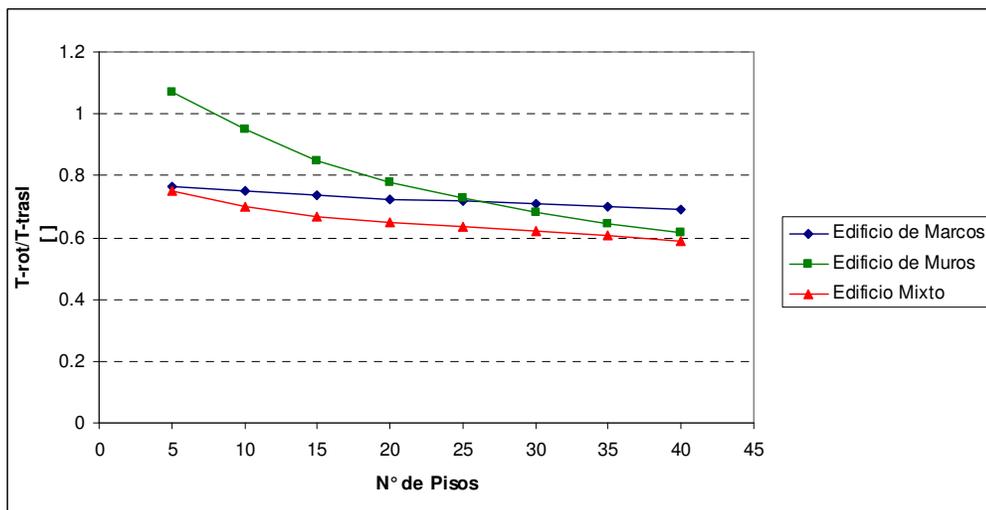


Figura 5.12: Cuociente período traslacional y rotacional, Eje Y

Comentarios:

En el eje X, todos los edificios de muros están en la zona No recomendable, mientras que en el eje Y sólo los de menor altura.

En el caso de los edificios mixtos, analizando el indicador de acoplamiento en el eje X, sólo los de menor altura están en la zona no recomendable, mientras que en el eje Y todos están en el rango correcto.

En los edificios de marcos, el cuociente entre los períodos traslacionales y rotacionales siempre es menor a 0.8, por lo que todos los modelos están en el rango recomendado.

- **Factor de Reducción Espectral (R^{**}).**

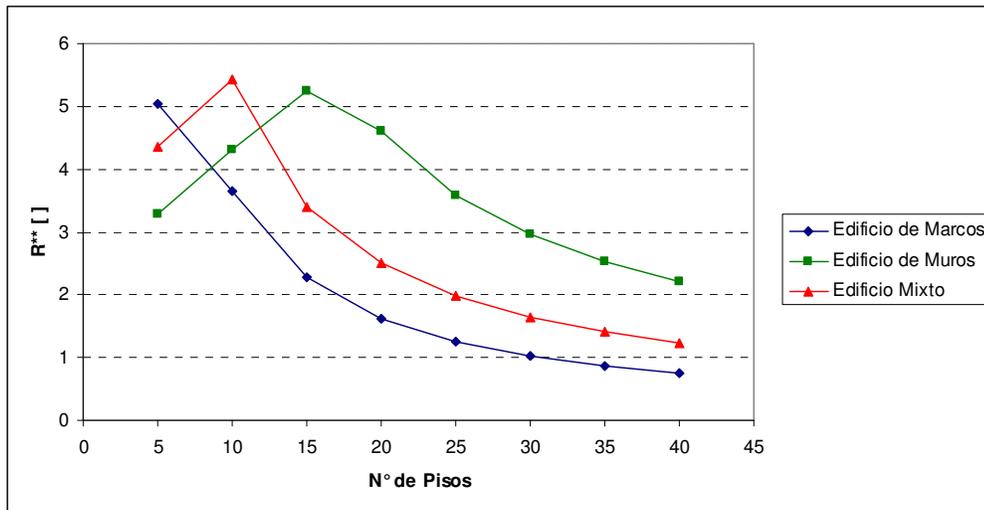


Figura 5.13: R^{} , Eje X**

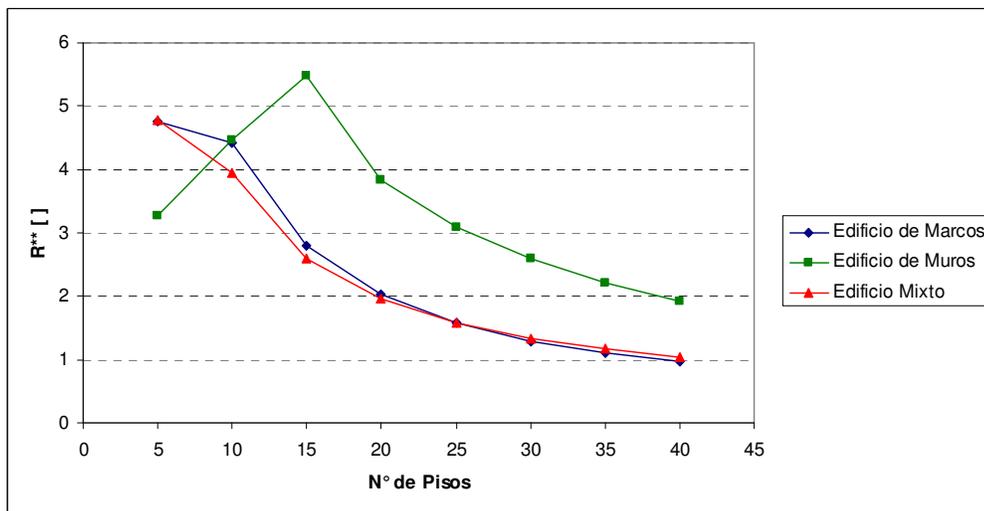


Figura 5.14: R^{} , Eje Y**

Comentarios:

Para los casos en que R^{**} esté en el rango entre 3 y 7 se recomienda un análisis con procedimientos no lineales como el "Pushover". Una parte significativa de la muestra se encuentra en dicho rango por lo que según esta recomendación se debiera realizar el método Pushover a las mencionadas estructuras, mientras que para los casos en que R^{**} es menor a 3 con el análisis sísmico normativo es suficiente. También se observa que ningún edificio de la muestra posee un R^{**} mayor que 7.

En la Figura 5.13 se observa que algunos valores de R^{**} no siguen la tendencia de la curva, estos son el edificio mixto de 5 pisos y muros de 5 y 10 pisos y en la Figura 5.14 los edificios de muros de 5 y 10 pisos. Lo que ocurre en estos casos es que el corte basal se redujo por el factor de reducción por

corte máximo, mientras que en los demás modelos de la muestra el corte basal se amplificó por corte mínimo, produciendo que en las figuras antes nombradas se vieran esas anomalías.

5.2. Comentarios Finales.

Analizando los resultados de los indicadores de rigidez se puede comentar lo siguiente: Los edificios de muros y mixtos son evidentemente más rígidos en el eje X que en el Y, fenómeno debido a la mayor cantidad de metros lineales de muros existentes en el eje X que en el Y, ya que sísmicamente los muros aportan más rigidez que los marcos. En los edificios mixtos la diferencia de rigidez de estos entre el eje X e Y no es alta, debido a la menor densidad de muros en la planta en ambos ejes.

El comportamiento de un edificio mixto está directamente relacionado con la cantidad de metros lineales de muros que éste posee. Observando la Figura 5.1 y la Figura 5.2 se aprecia que en el eje X (en que la cantidad de metros lineales de muros es alta) el comportamiento es semejante a un edificio de muros, mientras que en el eje Y (en que la cantidad de metros lineales de muros es la mitad del eje X), su comportamiento se asemeja más a un edificio de marcos.

En el caso de los edificios de marcos, el edificio según el eje Y es levemente más rígido que en el eje X, debido a que en un edificio de marcos la rigidez la proveen las vigas y columnas. Observando las plantas, las vigas del eje Y son más cortas que las del eje X, por lo que son más rígidas, provocando que el edificio sea más rígido en el eje Y.

Complementando la información entregada por el indicador H/T con la obtenida de los demás indicadores de rigidez, se concluye que los edificios de muros, de baja altura, presentan una excesiva rigidez estructural, lo cual podría ser perjudicial para la estructura frente a sollicitaciones sísmicas.

¿Es la rigidez directamente proporcional a la cantidad de metros lineales de muros que un edificio posee?

Analizando el significado de los cuatro indicadores de rigidez del perfil Bío-Sísmico, se concluye que el indicador más directo para medir la rigidez del edificio, debido a su simpleza, es el cociente altura total/período primer modo traslacional. Para responder la pregunta, se calcula el cociente α_i , el cual se obtiene de la siguiente fórmula:

$$\alpha_i = \frac{M.L.murosTotal}{\frac{H}{t}}$$

(5.1)

Si la rigidez fuera directamente proporcional a los metros lineales de muros que el edificio posee, el factor α_i sería constante para todos los edificios de una tipología estructural. La Figura 5.15 muestra la relación α_i v/s número de pisos:

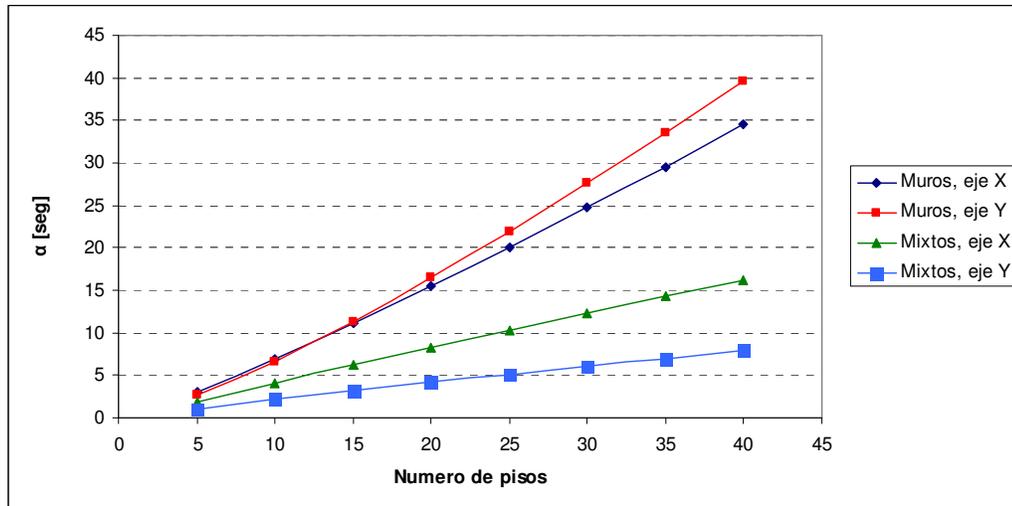


Figura 5.15: Rigidez – metros lineales de muro

Si bien en la Figura 5.15 se observa que el α_i no es el mismo para todos los edificios de un mismo tipo, se aprecia que la variación que tiene es constante (pendiente constante de la línea que los une), ésta es producida por la variación de la altura de los edificios. Por lo que se concluye que la rigidez del edificio es igualmente dependiente de los metros lineales de muros que sus plantas poseen y de la altura de los edificios.

Observando la Figura 5.11 y Figura 5.12, se aprecia que en todos los edificios de muros existe acoplamiento entre el período traslacional del eje X y el período rotacional, mientras que en el eje Y sólo existe acoplamiento en los edificios de menor altura. En una estructura el acoplamiento provoca fuertes amplificaciones dinámicas de la respuesta. Esta información reafirma los problemas que se presentan en los edificios de muros de baja altura.

¿Por qué el fenómeno del acoplamiento es más notorio en los edificios de muros que en los edificios marcos o mixtos?

Si se analiza la planta de los edificios de muros se observa que el eje X es bastante disímil al eje Y, por la cantidad de muros que posee. Esto produce que el modo rotacional sea preponderante, aunque no el principal (en algunos casos es el principal). El período principal rotacional es muy cercano al período del modo traslacional principal, por lo que se produce el acoplamiento entre los modos. En el caso de los edificios mixtos el acoplamiento ocurre en menor medida y sólo en los edificios de menor altura, la explicación es similar a los edificios de muros, sólo que en los mixtos, al poseer pórticos en ambas direcciones, la planta del edificio es más similar en ambos ejes, no existiendo esa semejanza

entre el período rotacional y traslacional, pero si una mayor semejanza entre los períodos en el eje X e Y. En los edificios de marcos en ningún caso ocurre acoplamiento modal entre el mayor período traslacional y el rotacional, debido a que los modos principales son traslacionales, relegando al rotacional a un plano secundario.

En el caso del indicador “Factor de Reducción Espectral (R^{**})”, si se observan la Figura 5.13 y la Figura 5.14 se puede apreciar que todos los edificios (en ambos ejes) están en el rango recomendable. Para los edificios de menor altura en que R^{**} está en el rango entre 3 y 7 se recomienda un análisis con procedimientos no lineales como el Capacidad Demanda, que es justamente lo que se realiza en los siguientes capítulos. En el caso de que R^{**} fuera mayor que 7, se recomienda realizar un análisis Tiempo - Historia, pero como las plantas de los edificios no presentan singularidades o discontinuidades no existe ningún caso en que R^{**} esté en ese rango.

La muestra de edificios que se utilizó en este estudio, poseen plantas uniformes, sin singularidades, por lo que la mayoría de los edificios no presentó mayores problemas al someterlos a este estudio. Solamente presentaron problemas los edificios de muros de baja altura (5, 10 pisos) de rigidez excesiva. En la actualidad, cuando se diseña un edificio de dichas características, se estudia la cantidad de elementos estructurales (en especial muros) que posee la planta, o las dimensiones de estos, para no tener los problemas de rigidez que se mostraron en este estudio. Se debe mencionar que un alto porcentaje de los edificios antiguos en Chile son de muros y de baja altura y que en la mayoría de los sismos ocurridos en los últimos años no se han presentado grandes problemas estructurales, por lo que es importante destacar que cuando un edificio posee una alta rigidez, no es que los parámetros del perfil Bío Sísmico indiquen que la estructura pueda colapsar frente a un sismo, sino que recomienda que se realicen otros estudios para detectar problemas.

Existe una consideración que no se ha nombrado y que no es menor, sobretodo en las comentarios mencionados sobre los edificios bajos de muros. Cuando se modelaron los edificios, se consideró que estos estaban empotrados en la base. Esta consideración es muy cercana a la realidad en edificios altos, ya que estos tienen 2 o más pisos de subterráneo, lo cual empotra en cierta forma al edificio, pero en los edificios de baja altura, en su mayoría, tiene un piso de subterráneo o sencillamente no tienen, lo cual no es un empotramiento. Provocando un modelo de rigidez exagerada.

Capítulo 6: Diseño y Capacidad de Elementos Estructurales.

En el capítulo 6 se explica cómo se calcularon las armaduras para los elementos estructurales de los edificios estudiados. El objetivo de calcular las armaduras de los elementos estructurales es para posteriormente calcular la capacidad de estos elementos, por lo que esto último es lo más importante de este capítulo.

Los elementos que se diseñaron son vigas, columnas y muros. No se calculó las armaduras de las losas, ya que se consideró que éstas son diafragmas rígidos por lo que sus capacidades no son relevantes en el método Pushover.

6.1. Diseño de Elementos estructurales.

Para el diseño de los elementos estructurales, se calculó sólo la armadura a flexión y no la armadura resistente a corte, debido a que en la capacidad a corte, se consideró que los elementos tendrían la suficiente armadura por este concepto para que no se produzcan fallas de corte, según el capítulo 21 del ACI-318 (Ref.6).

6.1.1 Vigas.

En el cálculo de la armadura (A_s) de la viga se realizaron varias consideraciones que son necesarias de mencionar para evitar confusiones, las cuales se indican a continuación:

- Se calculó la armadura positiva (A_s) y negativa (A_s'), escogiéndose la menor de éstas para efectos del cálculo de la capacidad de la viga. Esta consideración se verá con más claridad en el párrafo 6.2.1.
- El momento solicitante se amplifica al múltiplo de cinco más cercano del valor del momento, esto se realizó para uniformar armaduras.
- El momento solicitante que se utilizó para el cálculo de la armadura era el mayor de las nueve combinaciones de cargas usadas y el mayor de los dos extremos de la viga.
- Como recubrimiento inferior (d') se consideró 4 [cm].

Para el cálculo de la armadura, se utilizó métodos aprendidos en el ramo de Hormigón Estructural y Proyecto de Hormigón realizando una planilla con el programa Excel. A continuación se muestran las fórmulas utilizadas:

$$A_s = 0.85 \cdot \omega \cdot f_c' \cdot b \cdot \frac{(h - d')}{f_y}$$

(6.1)

Donde

f'_c = Tensión del Hormigón

f_y = Tensión del Acero

h, b = Dimensiones de la viga

d' = recubrimiento inferior

$$\omega = \begin{cases} \omega' + \omega_{lim}, \mu > \mu_{lim} \\ 1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{0.5}, \mu < \mu_{lim} \end{cases}$$

(6.2)

Donde

$$\mu_{lim} = 0.3047$$

$$\omega_{lim} = 0.375$$

$$\mu = \frac{M}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot (h - d')^2}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\omega' = \begin{cases} \frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - \frac{d'}{h - d'}}, \mu > \mu_{lim} \\ 0, \mu < \mu_{lim} \end{cases}$$

6.1.2 Columnas y Muros.

En el diseño de las columnas y muros se realizaron algunas consideraciones que se deben mencionar:

- Las columnas y muros se agruparon en grupos de 5, el mismo elemento del piso 1 al 5, 6 al 10, etc. Calculando la armadura para la mayor combinación de momento y carga axial de las 45 combinaciones de carga de las 5 columnas o muros. Evidentemente esto hace que las armaduras calculadas no sean exactas, pero es una aproximación bastante buena considerando como se calculan estos elementos en la realidad.
- En el caso de los muros sólo se calculó la armadura de borde, no así la armadura distribuida, ya que ésta se puede despreciar para el cálculo de la capacidad de los muros.
- Se utilizó un 1% del área útil de la columna, como cuantía mínima de ésta.
- En el caso de los muros la cuantía mínima de borde se consideró el 1‰ del área útil de la sección.
- Las columnas se diseñaron bajo el concepto de "Viga débil – Columna Fuerte"
- En los muros el recubrimiento (d') se consideró 10 [cm] y en las columnas 4 [cm]

En el Anexo 2.1 se encuentra la rutina que se realizó con software MATLAB, para calcular las armaduras de borde de las columnas y muros.

Como se observa en la Figura 6.1, se realizan los diagramas de interacción sólo para algunas armaduras. Éstas están pensadas para que no se diseñen columnas o muros muy sobredimensionados, aunque de todas maneras existen algunas columnas que quedaron algo sobredimensionadas. Para el caso de los muros se considera otro set de armaduras, ya que las armaduras para los muros eran notoriamente más grandes.

A continuación, en la Figura 6.1, se muestra lo que entrega la rutina realizada en MATLAB, donde las cruces son las solicitaciones (M, P).

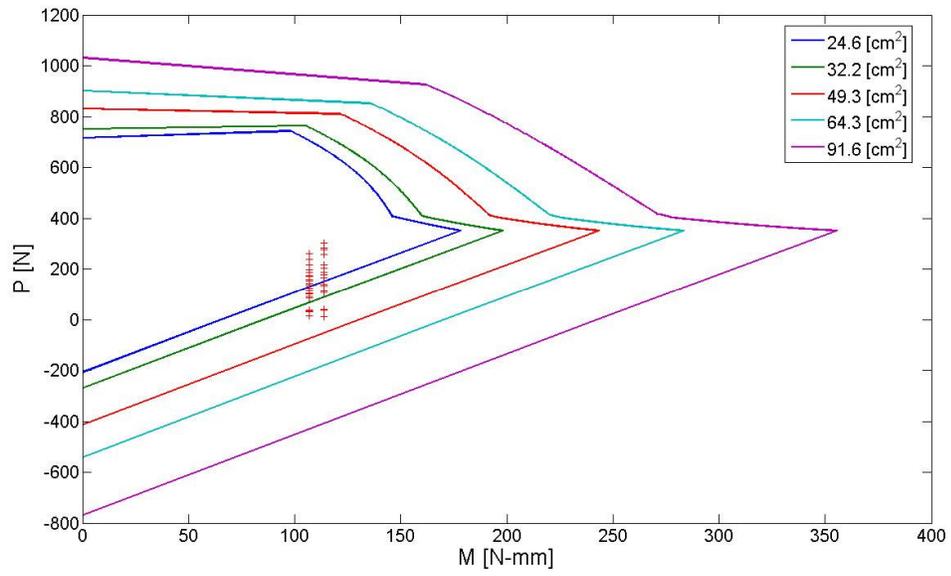


Figura 6.1: Cálculo de Armaduras

6.2. Cálculo de las Capacidades de los Elementos.

6.2.1 Vigas.

Una vez obtenida la armadura de la viga, para el cálculo de la capacidad a flexión de una viga se realizó lo siguiente:

$$M_N = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

(6.3)

Donde

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b}$$

6.2.2 Columnas y Muros.

Para calcular la capacidad a flexión de la columna y muros también estos se agruparon en grupos de 5, al igual que en el cálculo de sus armaduras. La capacidad se obtuvo de la siguiente manera:

- Se realizó un diagrama de interacción para la armadura obtenida en el punto anterior.
- Se obtuvieron los esfuerzos axiales de todas las combinaciones en las cuales está involucrado el sismo, o sea todas las combinaciones menos la combinación (PP+SC).
- Se observa el punto del diagrama en que el esfuerzo axial se intersecta con el diagrama de interacción y se encuentra el momento para dicho esfuerzo axial. Esto se realiza para los 40 esfuerzos axiales.
- Se escoge el menor valor de los momentos, que corresponde a la capacidad a flexión del elemento.

Para resolver este algoritmo, se realizó una rutina en MATLAB, que calcula la capacidad del elemento, ésta se encuentra disponible en el Anexo 2.2.

La rutina entrega la capacidad del elemento (m) y la carga axial (PP), la cual es la capacidad a compresión del elemento para la capacidad a flexión escogida. La capacidad a compresión no es necesaria para el método Pushover, según las consideraciones realizadas en el presente estudio.

Capítulo 7: Diagramas de Capacidad de los Edificios (Pushover)

En el subcapítulo 2.3.1 se explicó cómo se determina la curva capacidad mediante el método Pushover. En este capítulo se muestran los diagramas de capacidad originales y se explica cómo se transformaron estos a las curvas elastoplásticas.

En las curvas de capacidad se observan principalmente dos aspectos del edificio. El primero, la rigidez de éste que se ve representada en la pendiente inicial de la curva y el segundo, el *plateau* que representa la resistencia total de la estructura.

A continuación se muestran los diagramas de capacidad, agrupados por nivel de pisos:

7.1. Diagramas de Capacidades.

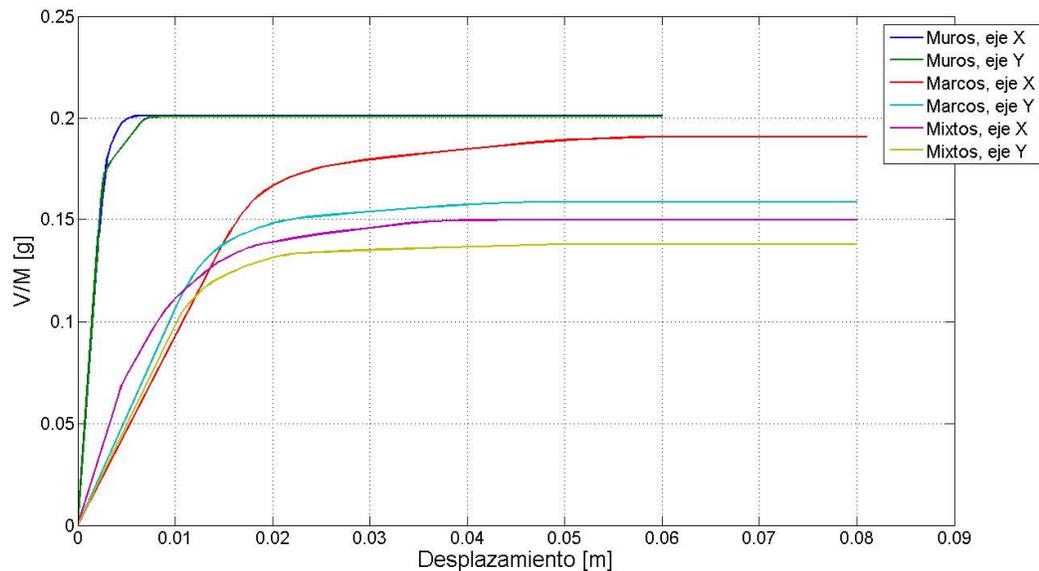


Figura 7.1: Diagrama de Capacidad de edificios de 5 pisos

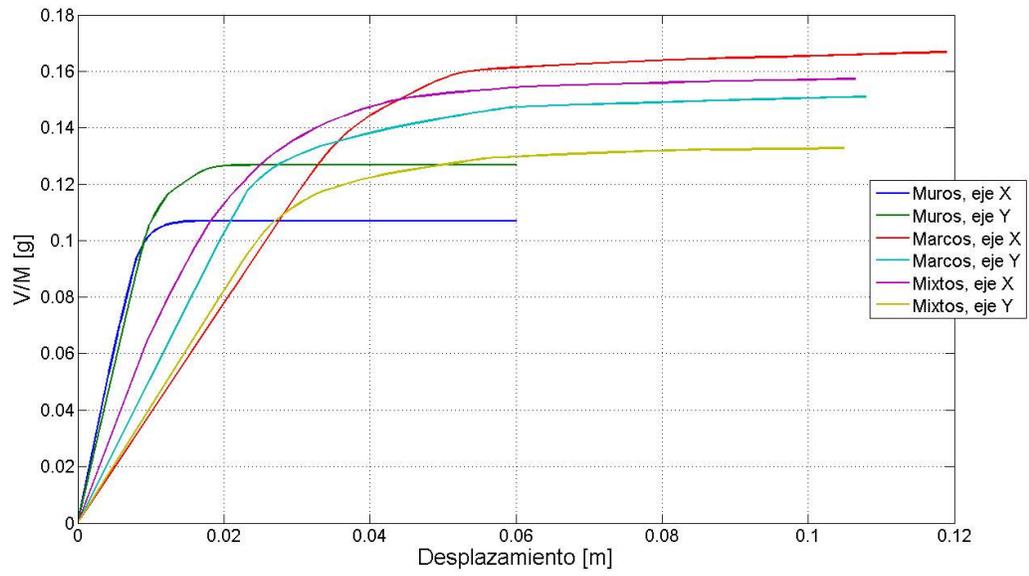


Figura 7.2: Diagrama de Capacidad de edificios de 10 pisos

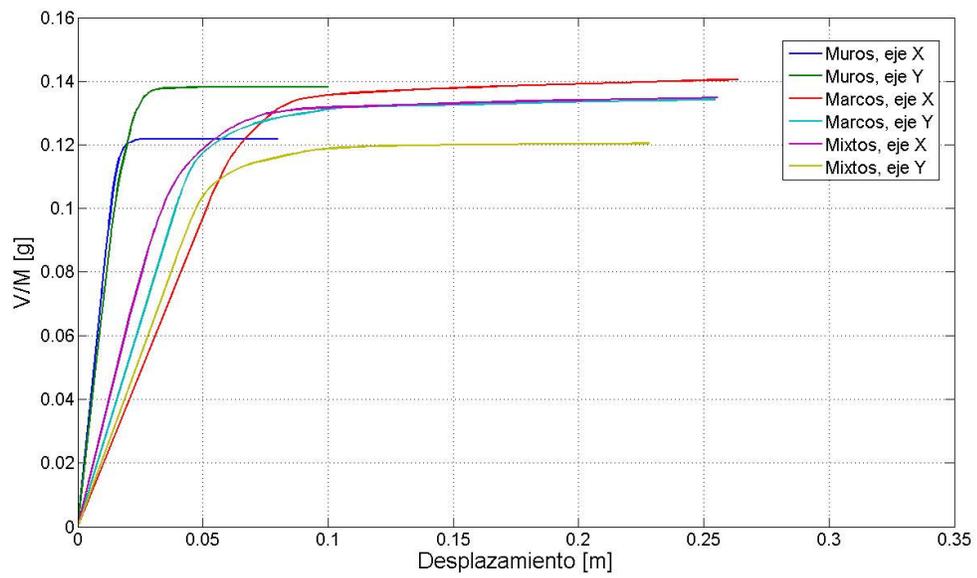


Figura 7.3: Diagrama de Capacidad de edificios de 15 pisos

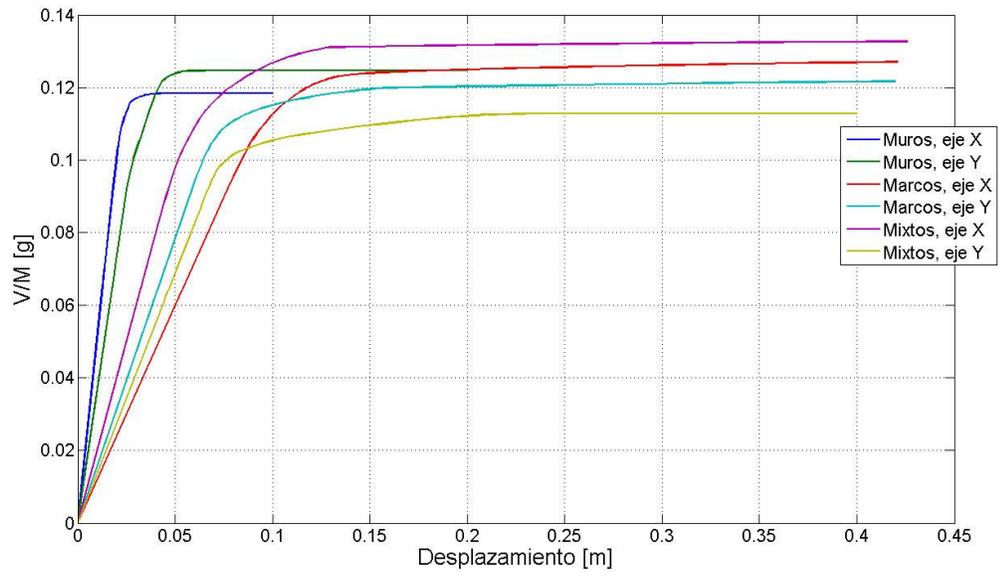


Figura 7.4: Diagrama de Capacidad de edificios de 20 pisos

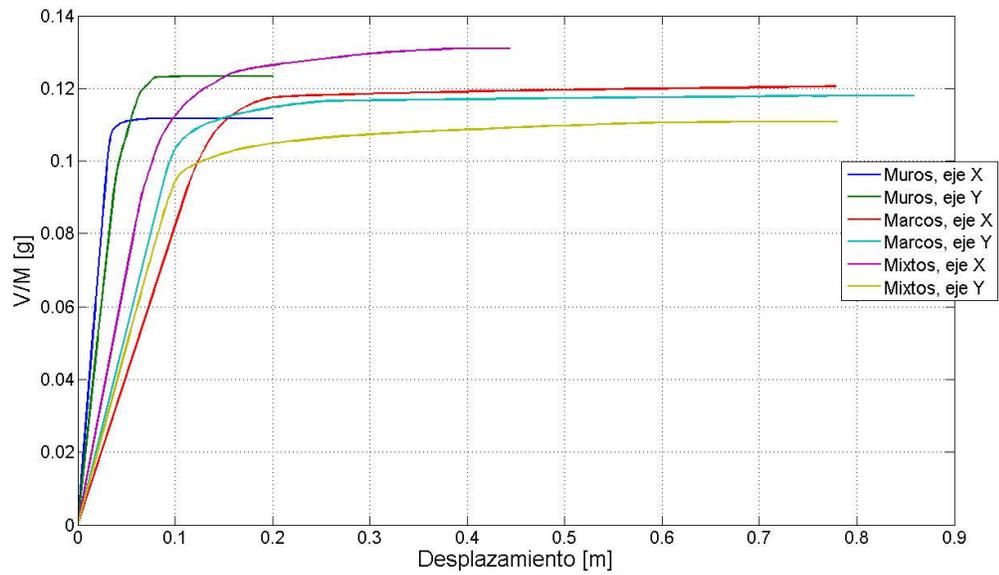


Figura 7.5: Diagrama de Capacidad de edificios de 25 pisos

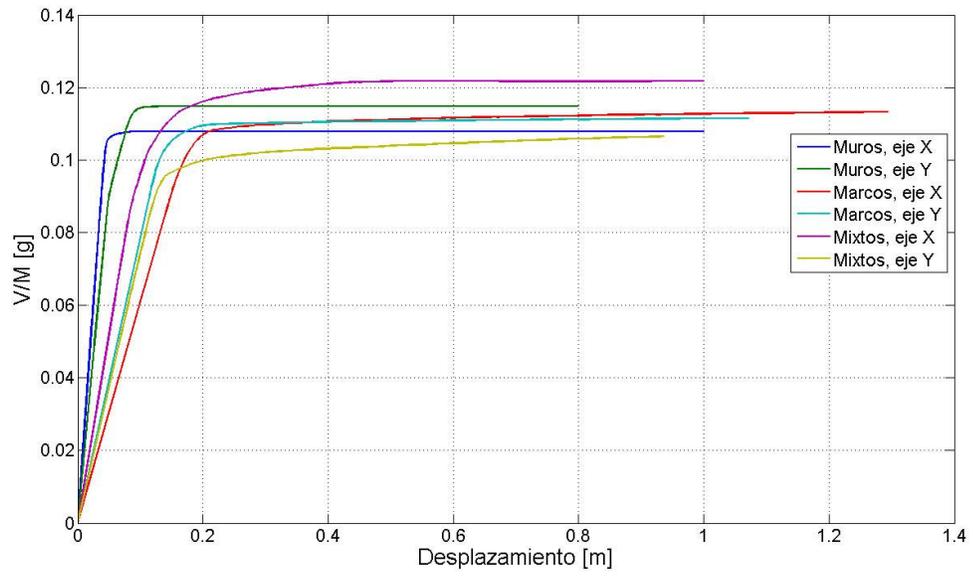


Figura 7.6: Diagrama de Capacidad de edificios de 30 pisos

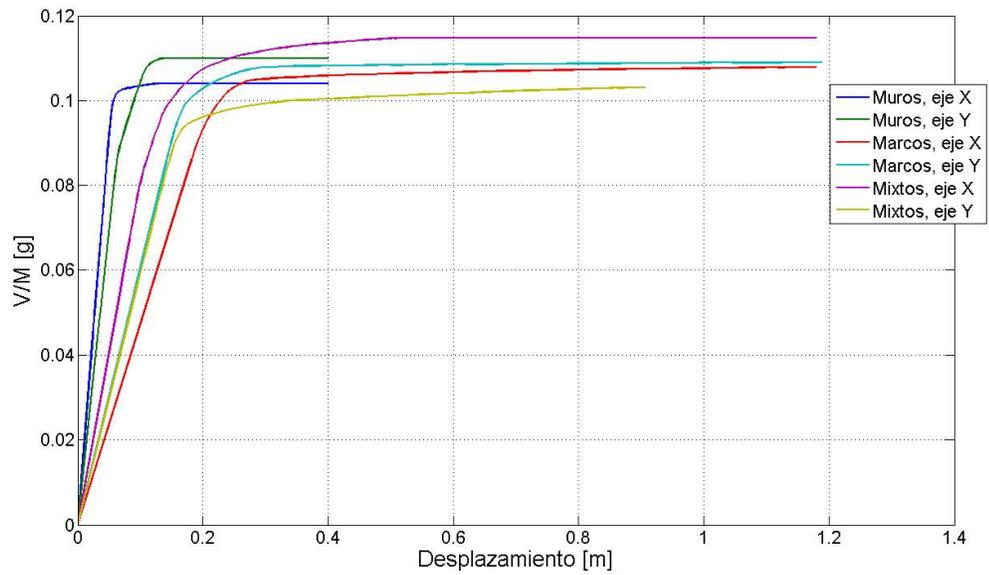


Figura 7.7: Diagrama de Capacidad de edificios de 35 pisos

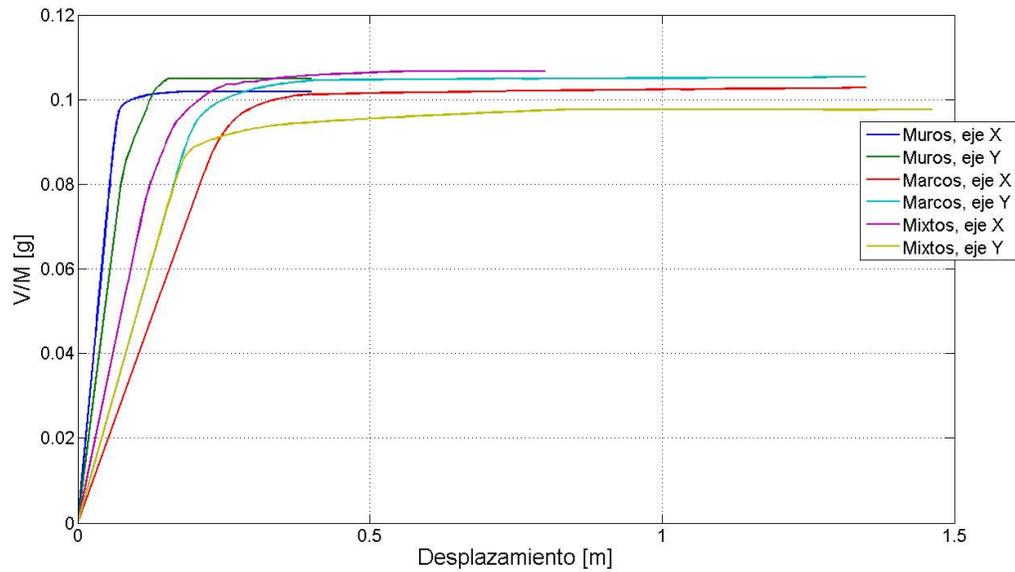


Figura 7.8: Diagrama de Capacidad de edificios de 40 pisos

7.2. Transformación de Curva Capacidad a Elastoplástica

A continuación se explica cómo se transformó la curva entregada por el método Pushover a la curva de capacidad elasto-plástica, la cual se utiliza para determinar el Punto de Desempeño de la estructura. La curva elasto-plástica parte en el punto (0, 0) con una pendiente positiva constante, hasta llegar al punto de fluencia. A partir de ese punto la curva continúa paralela al eje de las abscisas hasta detectar insipencia de colapso de la estructura. Esto se observa más claramente en la Figura 7.9.

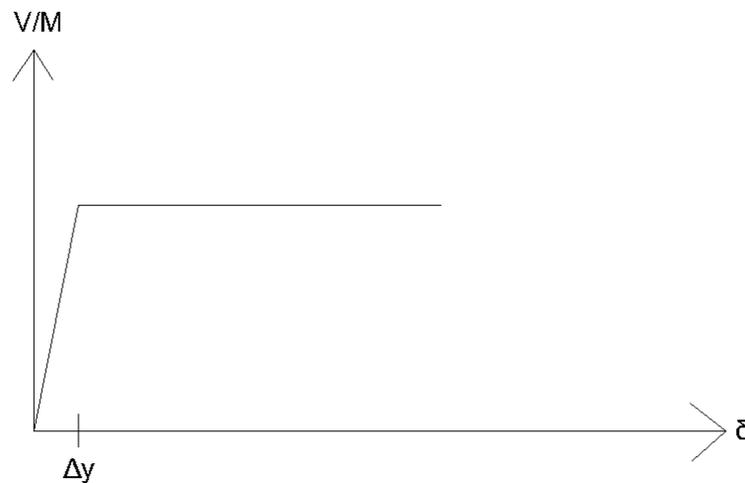


Figura 7.9: Curva elasto-plástica

La transformación de la curva capacidad “normal” a elasto-plástica tiene por objetivo único determinar el punto de fluencia global, para así establecer la ductilidad del edificio.

Para realizar la transformación de la curva de capacidad real a la curva elastoplástica se tiene que realizar una igualdad de energías, la cual se representa en una igualdad de áreas. Esta igualdad se refiere a que el área comprendida entre la curva elastoplástica y real, en el tramo $[0, A]$ sea igual al área entre las curvas, en el tramo $[A, B]$, para determinar el punto B se debe considerar una ductilidad (en los siguientes párrafos se menciona esa suposición). La igualdad de áreas se puede observar con mayor claridad en la Figura 7.10:

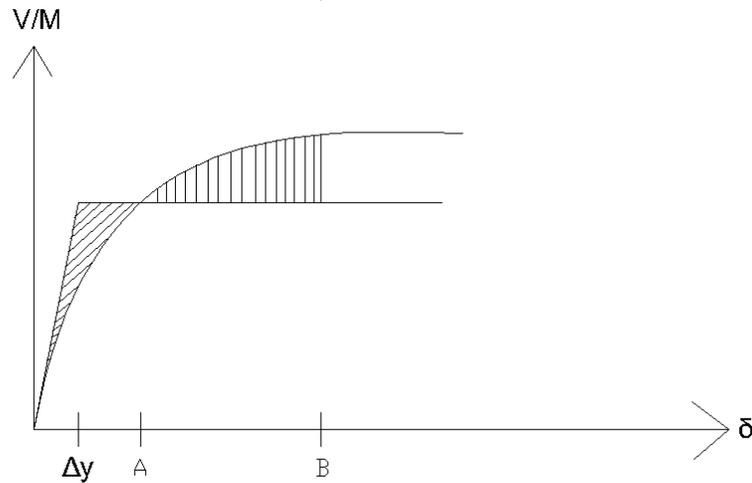


Figura 7.10: Ejemplo

Para ejecutar este cambio se realizaron los siguientes pasos:

1- Determinación de la pendiente de la curva capacidad “normal”, considerando sólo los primeros puntos de la curva de capacidad real.

2- Se encuentra el punto de fluencia, Δy , de la estructura, iterando el valor de Δy , hasta que las áreas (antes descritas) sean iguales.

Para lograr el objetivo principal de este trabajo, encontrar el punto de desempeño de la estructura, es necesario dividir el problema en dos etapas. La primera es realizar la transformación de curva de capacidad real a la curva elastoplástica y la segunda, proporcionar cierta ductilidad a la estructura para encontrar el punto de desempeño de ésta. Pero como se mencionó anteriormente, para realizar el cambio de curva de capacidad es necesario suponer una ductilidad (en la rutina u1), para este estudio $\mu=4$, con lo cual es posible saber el valor de Δy^*u , que es el punto B de la Figura 7.10 y así poder realizar el cambio de curva de capacidad. Es necesario recalcar que la ductilidad supuesta y por consecuencia Δy^*u , son valores que se supusieron para realizar el cambio de curva de capacidad y que no tienen relación con los valores reales (ductilidad) del edificio, los cuales se calculan en el capítulo 9.

Aunque se realizó un algoritmo para encontrar el punto de desempeño, en el anexo 2.3 se encuentra el código donde se realiza la transformación de curva capacidad real a curva de capacidad elastoplástica.

Utilizando la rutina del Anexo 2.3., se realizaron los cambios de curvas de capacidad real a curvas elastoplásticas y se obtuvieron las coordenadas del punto de fluencia, que al fin y al cabo es el objetivo de realizar este cambio de curvas. A continuación se expone, a modo de ejemplo, una curva de capacidad con su equivalente elastoplástica y posteriormente una tabla con los puntos de fluencia de todos los modelos estudiados:

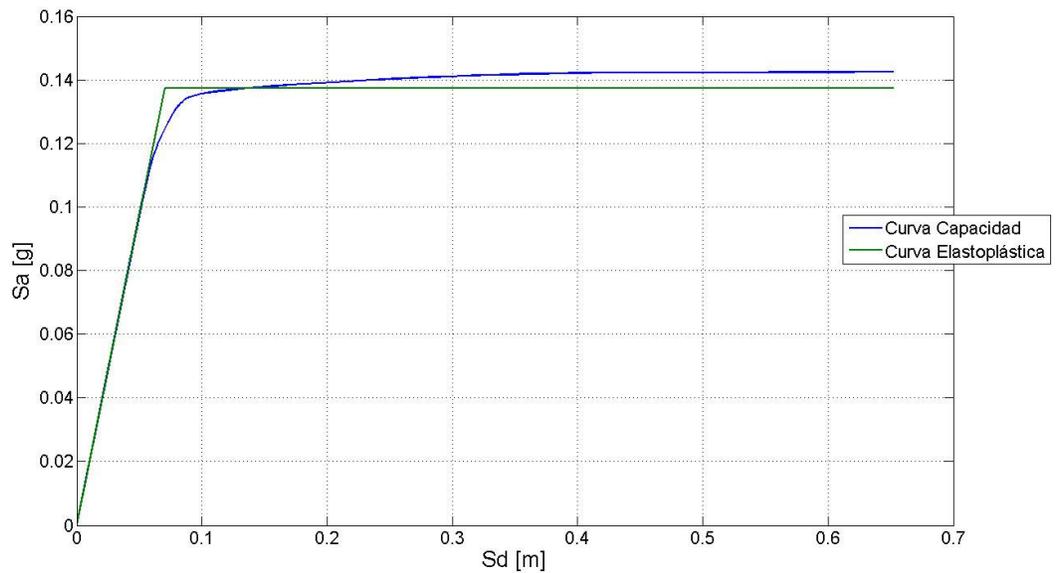


Figura 7.11: Ejemplo, Edificio de Marcos 15 pisos, eje X

Tabla 7.1: Puntos de Fluencia.

Edificios de Marcos				
	Eje X		Eje Y	
Pisos	Sd [m]	Sa [g]	Sd [m]	Sa [g]
5	0.0197	0.1848	0.0143	0.1534
10	0.0421	0.1643	0.0279	0.1449
15	0.0705	0.1374	0.0500	0.1299
20	0.1040	0.1248	0.0739	0.1183
25	0.2374	0.1068	0.1039	0.1143
30	0.1808	0.1103	0.1389	0.1097
35	0.2099	0.1050	0.1693	0.1067
40	0.2512	0.1005	0.2066	0.1033
Edificios de Muros				
	Eje X		Eje Y	
Pisos	Sd [m]	Sa [g]	Sd [m]	Sa [g]
5	0.0030	0.1982	0.0029	0.1938
10	0.0085	0.1057	0.0113	0.1251
15	0.0156	0.1209	0.0197	0.1362
20	0.0225	0.1172	0.0332	0.1228
25	0.0331	0.1109	0.0485	0.1213
30	0.1251	0.0938	0.0609	0.1127
35	0.0542	0.1029	0.0771	0.1080
40	0.0671	0.1007	0.0936	0.1030
Edificios Mixtos				
	Eje X		Eje Y	
Pisos	Sd [m]	Sa [g]	Sd [m]	Sa [g]
5	0.0086	0.1336	0.0133	0.1334
10	0.0565	0.1045	0.0298	0.1281
15	0.0399	0.1281	0.0550	0.1183
20	0.0606	0.1272	0.0754	0.1093
25	0.0890	0.1246	0.1051	0.1051
30	0.1084	0.1159	0.1313	0.1011
35	0.1325	0.1100	0.1595	0.0989
40	0.1518	0.1033	0.1839	0.0938

7.3. Comentarios Finales.

Analizando los gráficos donde se muestran las capacidad reales de cada modelo estudiado, lo primero que se debe destacar es la alta rigidez que presentan los edificios de muros (en ambos ejes) en comparación con los edificios de marcos y mixtos. En algunos casos, esta diferencia está muy acentuada, como es el caso de la Figura 7.1, mientras que en otros casos como la Figura 7.7 la diferencia no es tan alta.

¿Por qué la diferencia de rigidez entre los edificios de distinta tipología disminuye con la altura?

La respuesta a esta pregunta ya se utilizó para explicar una anomalía en el capítulo 5, pero no está de más volver a nombrarla. Al modelar estos edificios se consideró que todos estaban empotrados en la base, lo que se asemeja a la realidad en los edificios altos, ya que en la mayoría de los casos estos tienen varios pisos de subterráneos que de cierta manera los empotran, pero en los edificios bajos, por ejemplo de 5 pisos, rara vez tienen pisos de subterráneos por lo tanto su fundación no alcanza a simular un empotramiento, resultando más rígidos que en la realidad. Este fenómeno se nota con mayor claridad en los edificios de muros, ya que por su estructuración ya son rígidos y más encima con este supuesto, se obtienen rigideces excesivas, entonces en los edificios de baja altura se debe tener en cuenta esta consideración, aumentando la diferencia de rigideces con los otros tipos de edificios.

En todas las alturas de edificio, la tendencia de los modelos fue que los de muros sean los más rígidos, mientras que los de marcos los más flexibles, lo que es evidente observando las plantas del edificio, pero nunca está de más corroborarlo con los datos obtenidos de un método especializado.

Una vez obtenidas las coordenadas de los puntos de fluencia, se pueden cuantificar las rigideces de los edificios, a través de la pendiente de la curva de capacidad elastoplástica.

A continuación se exponen los resultados de rigidez de los edificios, separados en eje X y eje Y.

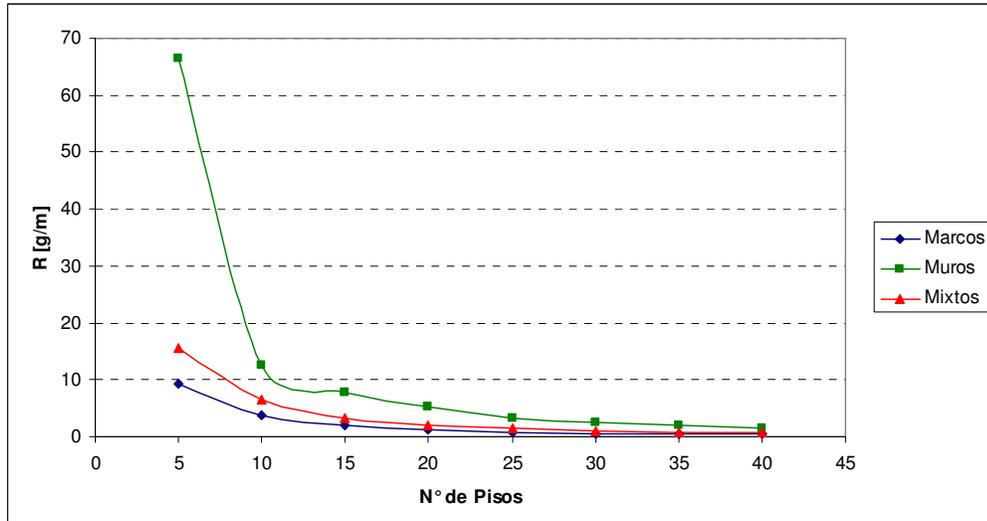


Figura 7.12: Rigidez, Eje X

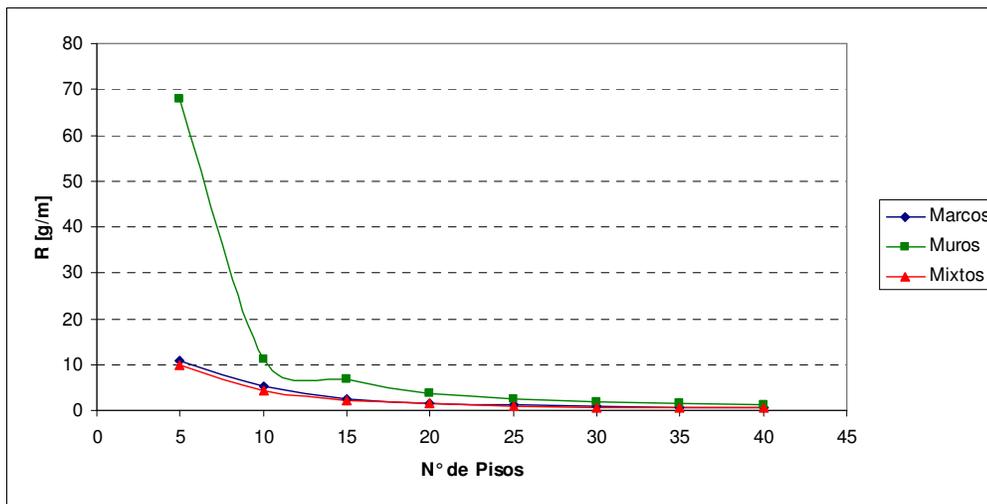


Figura 7.13: Rigidez, Eje Y

La primera observación que se puede realizar de la Figura 7.12 y Figura 7.13 es la excesiva rigidez que posee el edificio de muros de 5 pisos en ambos ejes. Los edificios de muros son bastante más rígidos que los de marcos y mixtos cuando son de baja altura, pero al aumentar ésta, su rigidez se asemeja a la de los edificios de marcos y mixtos, aunque siempre los edificios de muros son más rígidos que los demás. Otro punto a destacar es la similitud de los edificios de pórticos y mixtos en cuanto a rigidez se refiere. Esto sucede en todos los casos, exceptuando en los edificios de 5 pisos, analizado según el eje X, donde existe una leve diferencia entre el edificio de marcos y mixtos.

Si se observa la Figura 7.12 y Figura 7.13, se aprecia que en los tres tipos de estructuración, analizados según el eje X e Y, la rigidez de los edificios decrece mientras mayor es el número de pisos del edificio, lo cual tiene sentido.

En la introducción del capítulo, se mencionó que en las curvas de capacidad, entregadas por el Pushover, existían dos características fundamentales, la rigidez y la resistencia. La resistencia se asocia a la capacidad de la estructura para soportar la aceleración a la cual está sometida la estructura en ese instante; en otras palabras la resistencia es la máxima aceleración que resiste una estructura, antes de llegar al punto de colapso.

El principal objetivo de realizar la transformación de curva capacidad a elastoplástica es obtener Δy , que representa la deformación en la fluencia del edificio. A continuación se presentan los gráficos, donde se muestran estos valores:

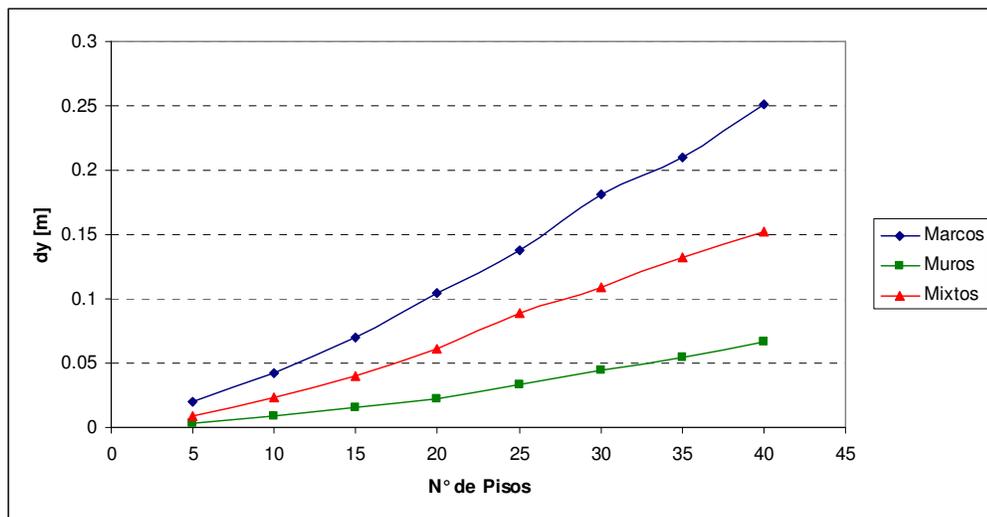


Figura 7.14: Deformación en la fluencia, Eje X

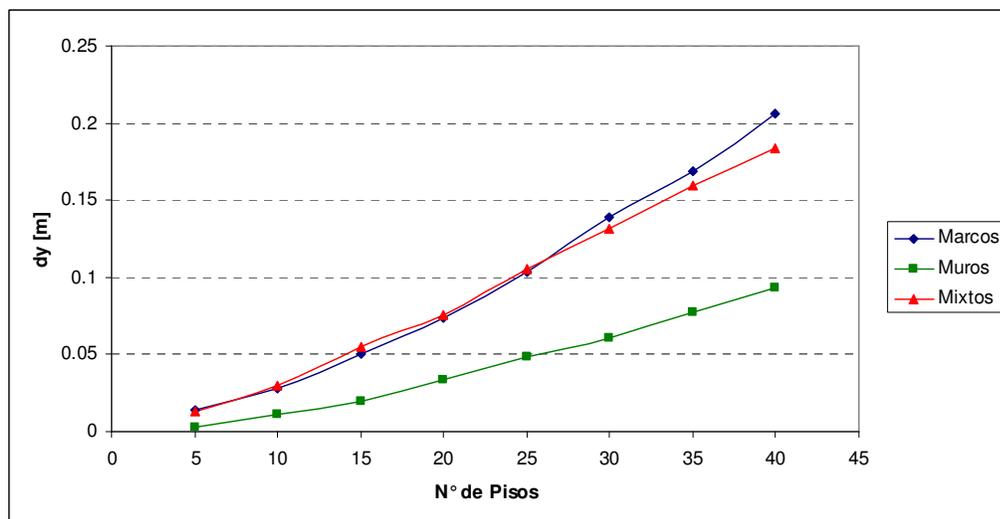


Figura 7.15: Deformación en la fluencia, Eje Y

Antes de comentar los gráficos se explica el término de deformación de fluencia. Cuando una estructura se somete a un sismo ésta comienza a deformarse hasta que llega a un punto donde se

comienza a deformar plásticamente, o en otras palabras, aparecen las rótulas plásticas, la deformación en ese punto es la de fluencia.

Lo primero que llama la atención, observando la Figura 7.15 es la similitud de los edificios de marcos con los mixtos, aunque en los modelos de mayor altura, la diferencia aumenta, aunque en términos porcentuales de la deformación la diferencia es similar en los edificios de 40 y 5 pisos. También se observa que la deformación de fluencia es notoriamente menor en los edificios de muros, ya que al ser más rígidos se deforman en menor cantidad. La diferencia de los edificios de muros con los del marcos y mixtos, también va aumentando mientras aumenta la altura, aunque la diferencia también radica en la menor deformación que los edificios de muros tienen, siendo porcentualmente similar.

En la Figura 7.14, se observa la misma tendencia que en el eje Y, de ir aumentando la deformación al aumentar el número de pisos del edificio. También se observa que los valores de las deformaciones de los edificios de marcos no son similares a los edificios mixtos, según el eje X; es más, los valores de las deformaciones de los edificios mixtos son el punto medio entre los valores de los edificios de muros y marcos. Esto nos dice que las similitudes del comportamiento de los edificios de marcos y mixtos, analizado según el eje Y, no se repite en el análisis, según el eje X.

Capítulo 8: Demanda de Sismos Reales.

8.1. Espectros de Sismos.

El espectro que se utilizó para determinar el punto de desempeño fue el dado por la Norma Chilena Sísmica NCh 433 Of.96. Ésta tiene variados parámetros, los cuales hacen que el espectro varíe, como por ejemplo, la zona en la cual se sitúa el edificio, el tipo de suelo, la categoría del edificio, el tipo de material con el que se construye y la estructuración del edificio.

A continuación se muestran todos los valores que se utilizaron para la construcción del espectro que se usó en el estudio:

Tabla 8.1: Propiedades del Espectro

Categoría del Edificio	C	I = 1
Zona Sísmica	2	$A_0 = 0.3 \cdot g$
Tipo de Suelo	II	$T_0 = 0.3 \text{ [s]}$
		$P = 1.5$

Para determinar el espectro del sismo que se usó, se utilizaron las siguientes fórmulas:

$$S_a = I \cdot A_o \cdot \alpha$$

(8.1)

Donde

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$

T_n = Período de vibración del modo n.

Es importante mencionar que en este caso el espectro no se reduce por ningún factor, ya que cuando se construye un diagrama de capacidad demanda, se inicia con ductilidad 1 (espectro elástico) y si la estructura necesita que le proporcione ductilidad, el sismo se reduce transformando la demanda en una inelástica.

Con la fórmula (8.1) se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 8.2: Espectro Elástico

T [seg]	Sa(g) x	T [seg]	Sa(g) x
0	0.3000	2.05	0.0763
0.05	0.3901	2.1	0.0736
0.1	0.5398	2.15	0.0710
0.15	0.6909	2.2	0.0686
0.2	0.7983	2.25	0.0663
0.25	0.8406	2.3	0.0641
0.3	0.8250	2.35	0.0621
0.35	0.7733	2.4	0.0601
0.4	0.7057	2.45	0.0583
0.45	0.6355	2.5	0.0565
0.5	0.5693	2.55	0.0549
0.55	0.5098	2.6	0.0533
0.6	0.4576	2.65	0.0518
0.65	0.4123	2.7	0.0503
0.7	0.3730	2.75	0.0490
0.75	0.3390	2.8	0.0477
0.8	0.3095	2.85	0.0464
0.85	0.2838	2.9	0.0452
0.9	0.2612	2.95	0.0440
0.95	0.2414	3	0.0429
1	0.2239	3.05	0.0419
1.05	0.2083	3.1	0.0409
1.1	0.1944	3.15	0.0399
1.15	0.1820	3.2	0.0390
1.2	0.1708	3.25	0.0381
1.25	0.1607	3.3	0.0372
1.3	0.1515	3.35	0.0364
1.35	0.1431	3.4	0.0356
1.4	0.1355	3.45	0.0348
1.45	0.1286	3.5	0.0340
1.5	0.1222	3.55	0.0333
1.55	0.1163	3.6	0.0326
1.6	0.1109	3.65	0.0320
1.65	0.1058	3.7	0.0313
1.7	0.1012	3.75	0.0307
1.75	0.0968	3.8	0.0301
1.8	0.0928	3.85	0.0295
1.85	0.0891	3.9	0.0289
1.9	0.0855	3.95	0.0284
1.95	0.0823	4	0.0278
2	0.0792		

Con los valores anteriores se obtiene la Figura 8.1:

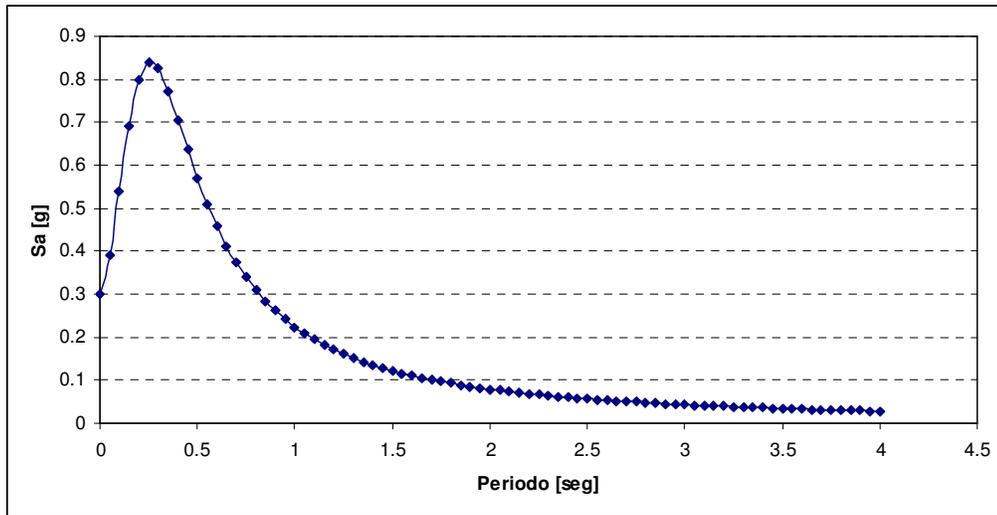


Figura 8.1: Espectro

8.2. Espectros de respuesta en formato A-D

Para realizar el diagrama Capacidad Demanda, ésta tiene que estar en formato Aceleración – Desplazamiento, por lo que se tiene que modificar la Figura 8.1. Utilizando las fórmulas (2.3.2) se obtienen los desplazamientos en función del período, teniendo una aceleración y un desplazamiento para cada período.

Posteriormente se realiza un gráfico de la Pseudo-aceleración en función del desplazamiento, usando los siguientes datos:

Tabla 8.3: Espectro en formato A-D

T [seg]	Sa [g]	Sd [m]	T [seg]	Sa [g]	Sd [m]
0	0.3000	0	2.05	0.0763	0.0812
0.05	0.3901	0.0002	2.1	0.0736	0.0822
0.1	0.5398	0.0014	2.15	0.0710	0.0831
0.15	0.6909	0.0039	2.2	0.0686	0.0841
0.2	0.7983	0.0081	2.25	0.0663	0.0850
0.25	0.8406	0.0133	2.3	0.0641	0.0859
0.3	0.8250	0.0188	2.35	0.0621	0.0868
0.35	0.7733	0.0240	2.4	0.0601	0.0877
0.4	0.7057	0.0286	2.45	0.0583	0.0886
0.45	0.6355	0.0326	2.5	0.0565	0.0895
0.5	0.5693	0.0360	2.55	0.0549	0.0904
0.55	0.5098	0.0391	2.6	0.0533	0.0913
0.6	0.4576	0.0417	2.65	0.0518	0.0921
0.65	0.4123	0.0441	2.7	0.0503	0.0930
0.7	0.3730	0.0463	2.75	0.0490	0.0938
0.75	0.3390	0.0483	2.8	0.0477	0.0946
0.8	0.3095	0.0502	2.85	0.0464	0.0955
0.85	0.2838	0.0519	2.9	0.0452	0.0963
0.9	0.2612	0.0536	2.95	0.0440	0.0971
0.95	0.2414	0.0552	3	0.0429	0.0979
1	0.2239	0.0567	3.05	0.0419	0.0987
1.05	0.2083	0.0582	3.1	0.0409	0.0995
1.1	0.1944	0.0596	3.15	0.0399	0.1003
1.15	0.1820	0.0610	3.2	0.0390	0.1011
1.2	0.1708	0.0623	3.25	0.0381	0.1018
1.25	0.1607	0.0636	3.3	0.0372	0.1026
1.3	0.1515	0.0648	3.35	0.0364	0.1034
1.35	0.1431	0.0661	3.4	0.0356	0.1041
1.4	0.1355	0.0673	3.45	0.0348	0.1049
1.45	0.1286	0.0685	3.5	0.0340	0.1056
1.5	0.1222	0.0696	3.55	0.0333	0.1064
1.55	0.1163	0.0708	3.6	0.0326	0.1071
1.6	0.1109	0.0719	3.65	0.0320	0.1079
1.65	0.1058	0.0730	3.7	0.0313	0.1086
1.7	0.1012	0.0741	3.75	0.0307	0.1093
1.75	0.0968	0.0751	3.8	0.0301	0.1100
1.8	0.0928	0.0762	3.85	0.0295	0.1107
1.85	0.0891	0.0772	3.9	0.0289	0.1114
1.9	0.0855	0.0782	3.95	0.0284	0.1121
1.95	0.0823	0.0792	4	0.0278	0.1128
2	0.0792	0.0802			

Con los valores de la Tabla 8.3 se obtiene el siguiente gráfico:

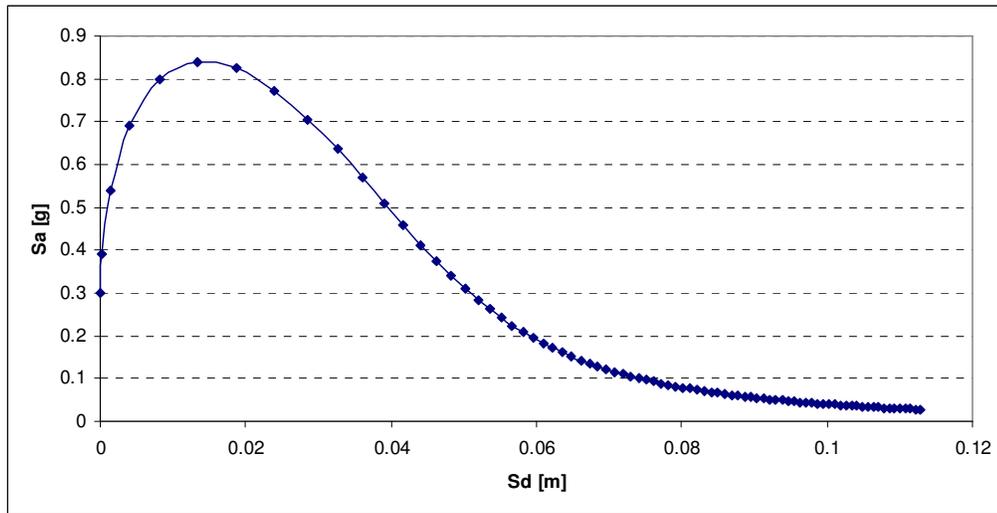


Figura 8.2: Espectro en formato A-D

Capítulo 9: Análisis Estático No Lineal (Capacidad – Demanda)

En el capítulo 7 se transformaron los diagramas de capacidad real a capacidad elastoplástica, con el fin de saber cuál es el punto de fluencia (Δy) de la estructura. En el capítulo 8 se obtuvo la demanda elástica en formato aceleración desplazamiento. La capacidad y la demanda tienen el mismo formato, por lo que es posible juntarlos en un mismo gráfico.

En este capítulo se realizan los diagramas Capacidad – Demanda, para esto se van a utilizar los diagramas de capacidad elastoplástica antes mencionados y las demandas (aceleración – desplazamiento) elásticas.

¿En qué consiste el diagrama Capacidad – Demanda?

Este diagrama se asemeja mucho a lo que se conoce por Oferta – Demanda bajo conceptos económicos, donde la oferta es la capacidad de la estructura para enfrentar una demanda sísmica, que vendría a ser el espectro de la norma (en formato A-D) y la demanda es la capacidad que se requiere de una estructura para un cierto nivel sísmico; en la intersección de ambas curvas se define el punto de desempeño que en su paralelo sería el punto de equilibrio del mercado.

Para realizar este diagrama no basta con superponer la demanda elástica (en formato aceleración - demanda) con la capacidad en el mismo gráfico y definir el punto donde se encuentren las curvas como el punto de desempeño de la estructura, ya que la demanda sísmica se ve afectada cuando la estructura entra en su fase inelástica. A continuación se explican los principales pasos que se realizan para construir los diagramas de Capacidad – Demanda y ubicar el punto de desempeño:

- 1- Una vez que se obtiene la capacidad elastoplástica, se ubica en el mismo gráfico que la demanda elástica.
- 2- Se reduce la demanda, por un factor μ , transformándola en inelástica, hasta que el μ de reducción sea igual a $\frac{\Delta \mu}{\Delta y}$

Para clarificar el punto 2 se muestra la Figura 9.1:

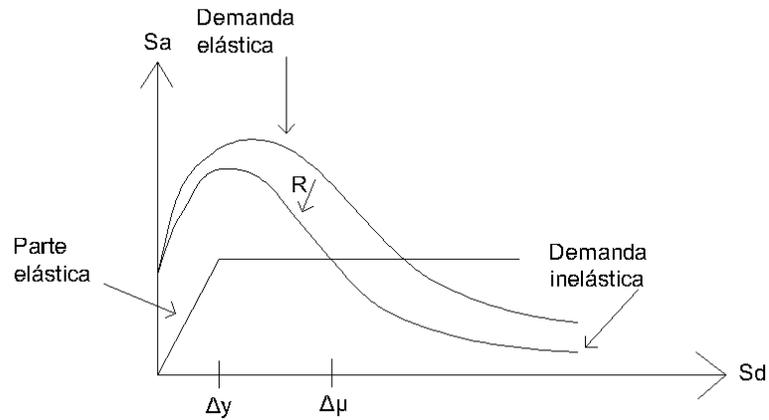


Figura 9.1: Capacidad – Demanda

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Donde

$\Delta \mu$ = Deformación del punto de desempeño.

Δy = Deformación del punto de fluencia.

En el caso en que la demanda elástica pase por la parte elástica de la capacidad, no es necesario reducir la demanda, y ésta se utiliza sin reducir para encontrar el punto de desempeño de la estructura. Ésta no necesita desarrollar ductilidad, ya que frente al sismo se comporta elásticamente, no alcanzando el punto de fluencia y la ductilidad de esa estructura frente a ese sismo será uno.

En variadas ocasiones se ha mencionado el término ductilidad, pero en ningún momento se ha explicado qué quiere decir este concepto bajo los términos en los cuales se está trabajando en este estudio. La ductilidad es la capacidad de deformarse de una estructura, una vez que ya alcanzó su punto de fluencia. Cuando se menciona que la demanda elástica se reduce por un cierto μ , quiere decir que la estructura está desarrollando esa ductilidad μ frente a esa demanda sísmica para alcanzar su punto de desempeño. Las estructuras tienen una cierta ductilidad (dependiendo de su diseño) y la puede ocupar completamente o no frente a un sismo, en el caso de que la ductilidad que una estructura necesita desarrollar frente a un sismo es mayor a la ductilidad total de la estructura, ésta va a colapsar frente a dicho sismo.

Una vez obtenido el punto de desempeño del edificio, es posible conocer los desplazamientos objetivos de estos, el nivel de desempeño y calcular los Factores de Seguridad.

En el Anexo 2.4 se dispuso de la rutina completa con la cual se obtuvo el punto de desempeño de todos los edificios de la muestra:

Utilizando la rutina del anexo 2.4 se obtuvo la siguiente información para cada edificio analizado:

- Diagrama Capacidad – Demanda.
- Ductilidad de la Estructura (μ).
- Desplazamiento Objetivo (Δ).
- Factor de Seguridad (FS).
- Punto de Desempeño (P.D.)

Nota #1: En los modelos donde la ductilidad, μ , es igual a uno, la demanda inelástica es idéntica a la elástica y se dibuja una vez.

Nota #2: La deformación Δ_{f-PD} es la deformación que ocurre entre el punto de fluencia y el punto de desempeño, por lo que cuando la demanda elástica pasa por la parte elástica de capacidad o sencillamente cuando $\mu = 1$, Δ_{f-PD} no es válido.

9.1. Diagramas de Capacidad - Demanda.

9.1.1 Edificios de Marcos.

- Marcos 5 pisos.

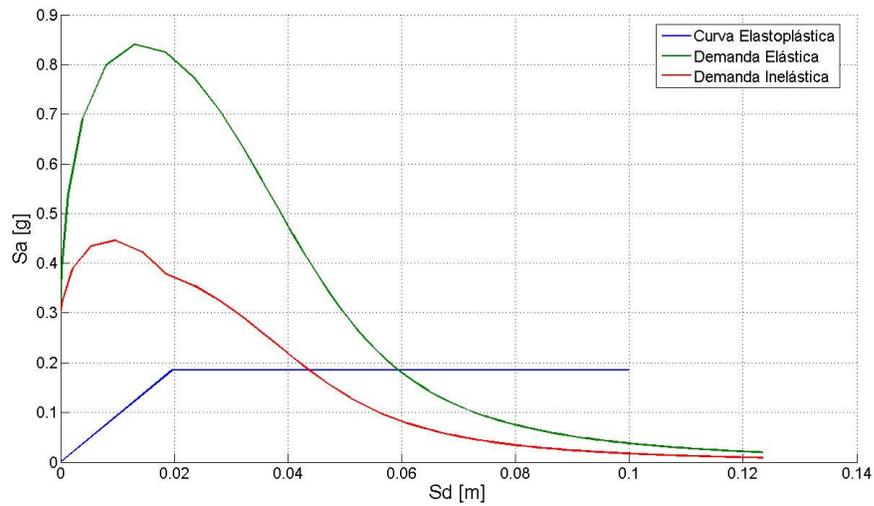


Figura 9.2: Marcos 5 pisos, Eje X

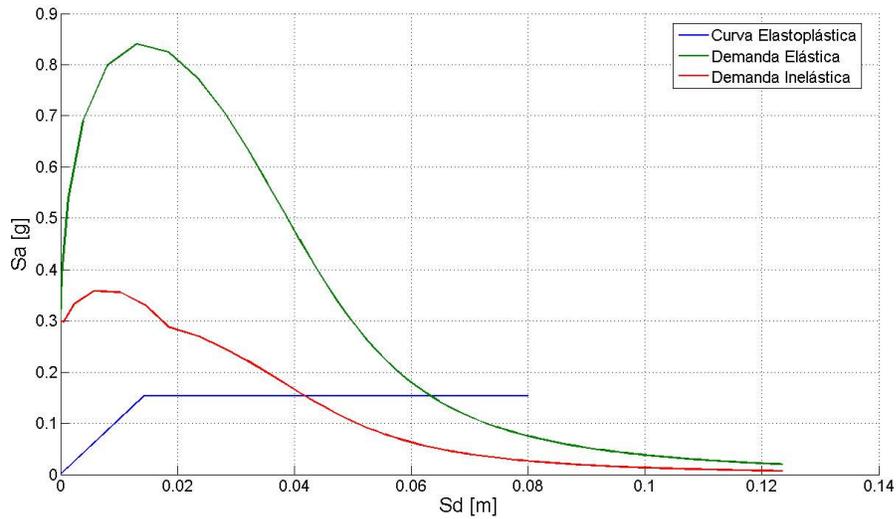


Figura 9.3: Marcos 5 pisos, Eje Y

Tabla 9.1: Marcos 5 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	2.18	μ	[]	2.86
Δ_{f-PD}	[m]	0.024	Δ_{f-PD}	[m]	0.028
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]

- Marcos 10 pisos.

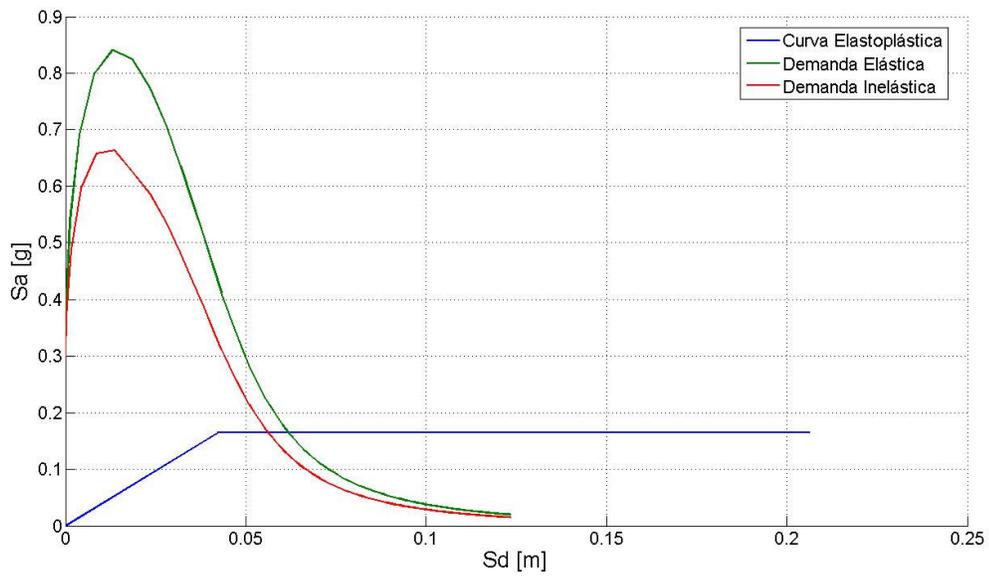


Figura 9.4: Marcos 10 pisos, Eje X

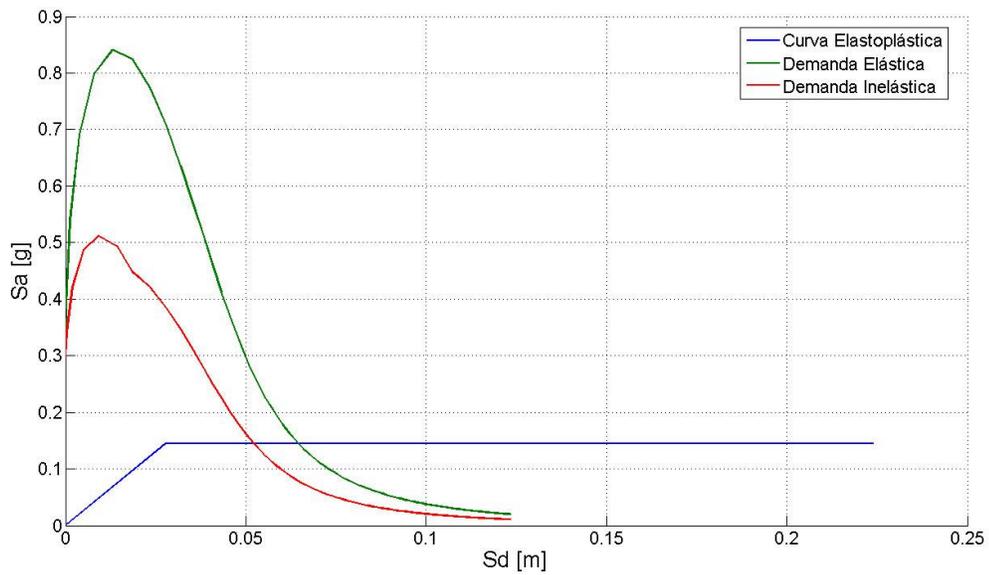


Figura 9.5: Marcos 10 pisos, Eje Y

Tabla 9.2: Marcos 10 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1.32	μ	[]	1.84
Δ_{f-PD}	[m]	0.0141	Δ_{f-PD}	[m]	0.0242
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0562			0.0521
		0.1643			0.1449

- Marcos 15 pisos.

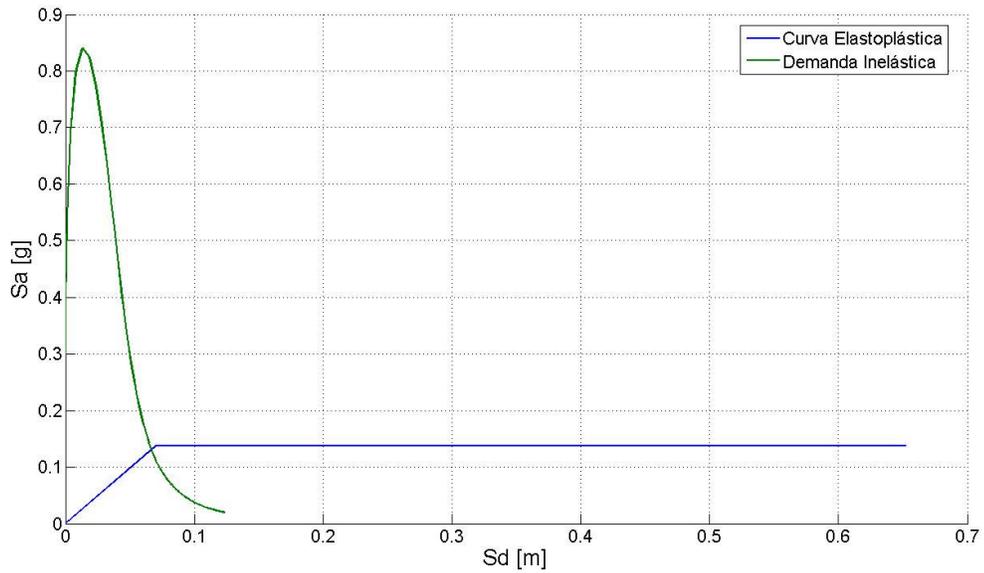


Figura 9.6: Marcos 15 pisos, Eje X

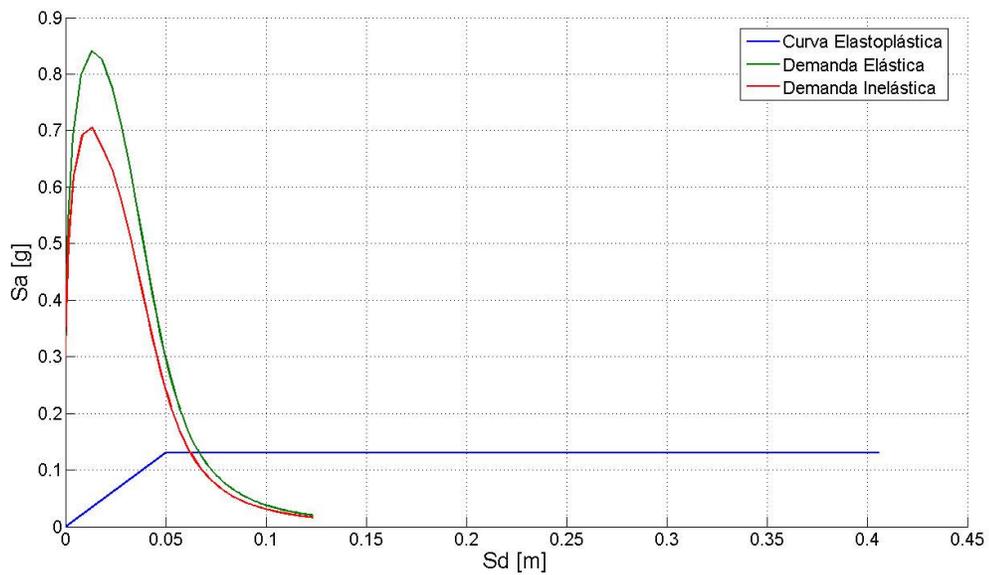


Figura 9.7: Marcos 15 pisos, Eje Y

Tabla 9.3: Marcos 15 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1	μ	[]	1.23
Δ_{f-PD}	[m]	---	Δ_{f-PD}	[m]	0.0124
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0668			0.0624
		0.1374			0.1299

- Marcos 20 pisos.

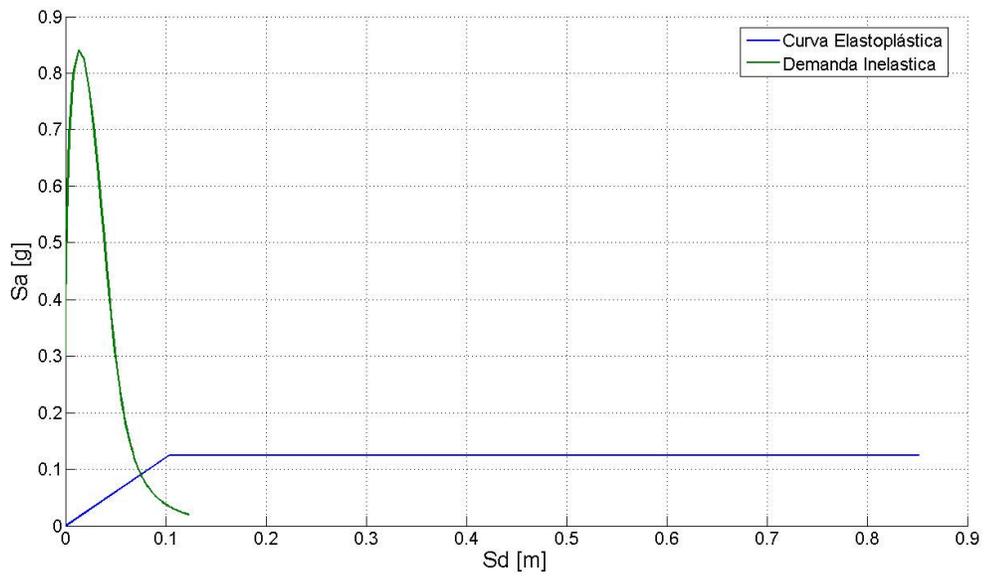


Figura 9.8: Marcos 20 pisos, Eje X

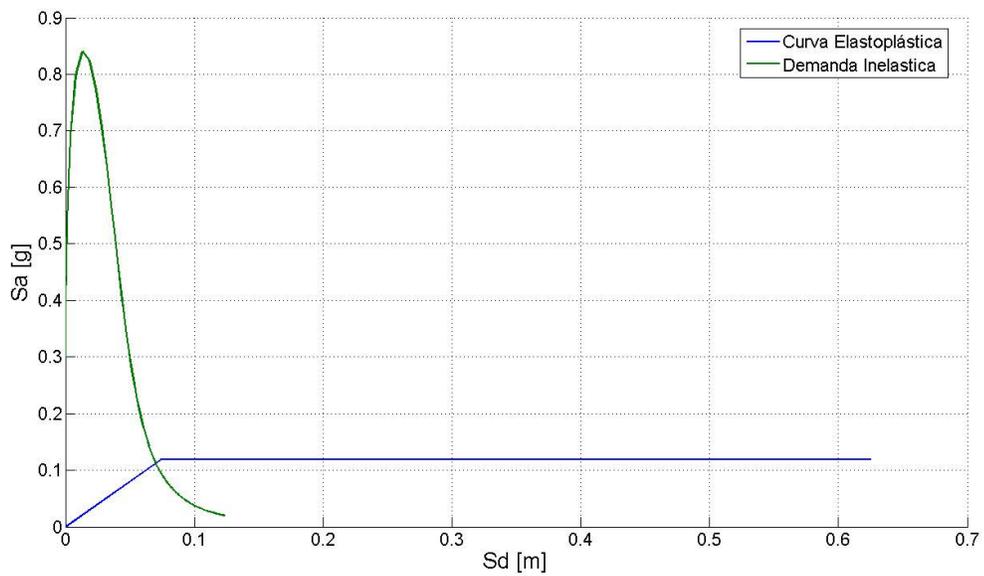


Figura 9.9: Marcos 20 pisos, Eje Y

Tabla 9.4: Marcos 20 pisos

Eje X			Eje Y				
μ	[]	1	μ	[]	1		
Δ_{f-PD}	[m]	---	Δ_{f-PD}	[m]	---		
P.D.	Δ	[m]	0.0753	P.D.	Δ	[m]	0.0702
	Sa	[g]	0.1248		Sa	[g]	0.1183

- Marcos 25 pisos.

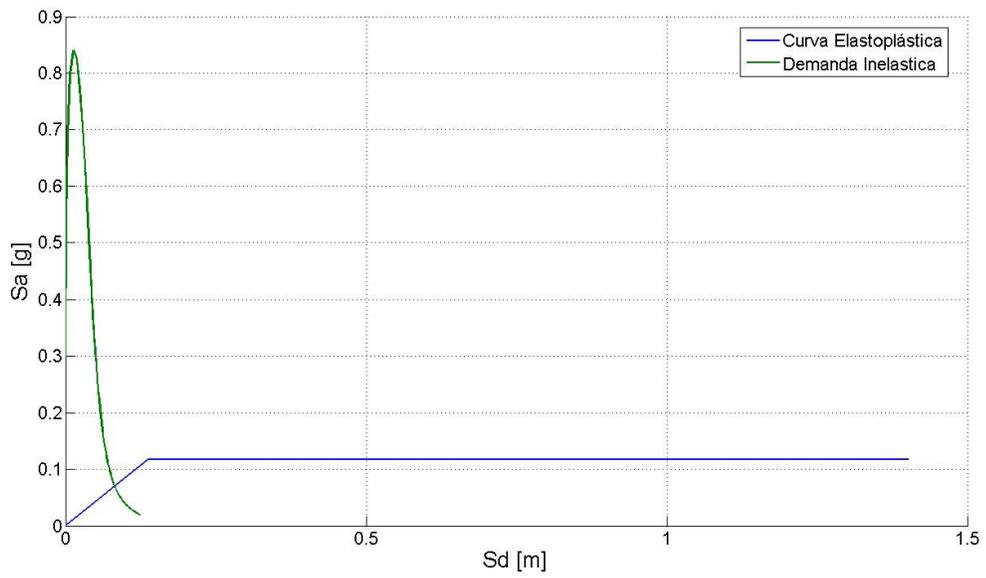


Figura 9.10: Marcos 25 pisos, Eje X

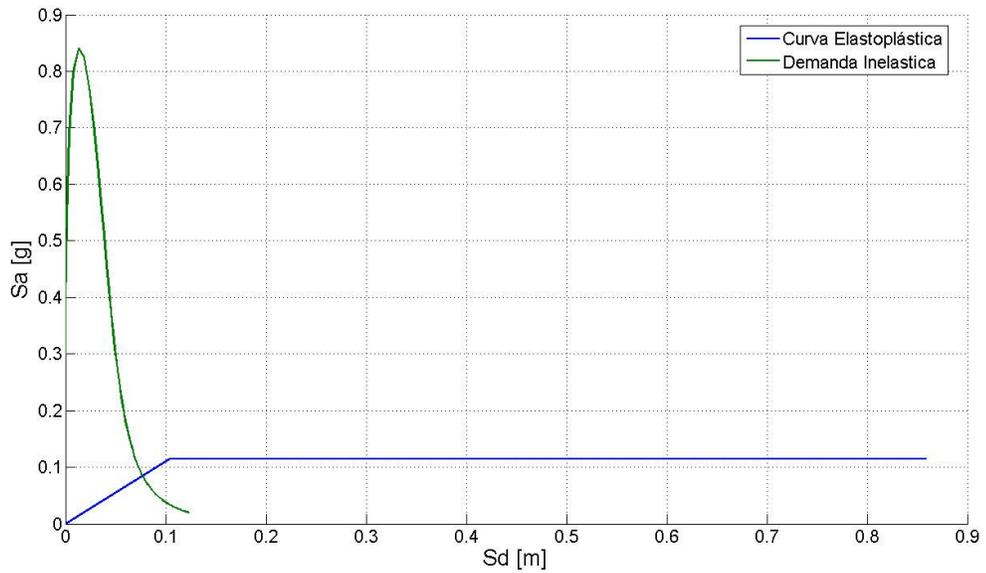


Figura 9.11: Marcos 25 pisos, Eje Y

Tabla 9.5: Marcos 25 pisos

Eje X				Eje Y			
μ	[]	1		μ	[]	1	
Δ_{f-PD}	[m]	----		Δ_{f-PD}	[m]	----	
P.D.	Δ	[m]	0.082	P.D.	Δ	[m]	0.0769
	Sa	[g]	0.1173		Sa	[g]	0.1143

- Marcos 30 pisos.

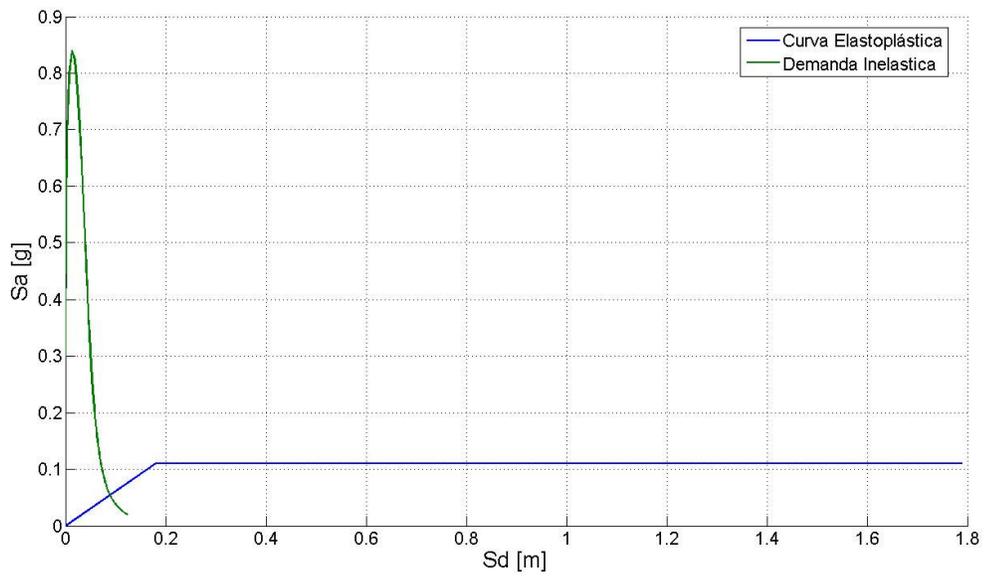


Figura 9.12: Marcos 30 pisos, Eje X

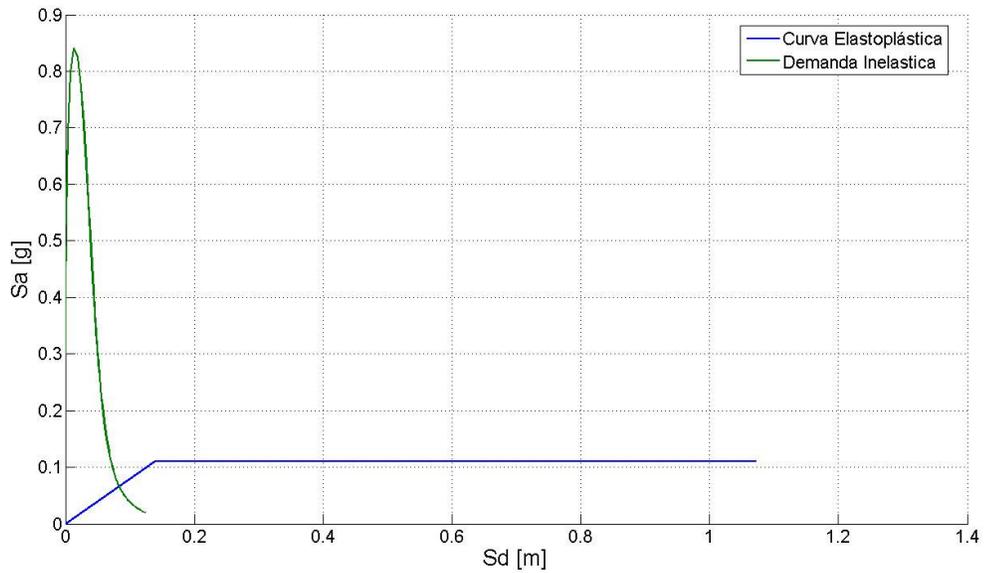


Figura 9.13: Marcos 30 pisos, Eje Y

Tabla 9.6: Marcos 30 pisos

Eje X			Eje Y				
μ	[]	1	μ	[]	1		
Δ_{f-PD}	[m]	----	Δ_{f-PD}	[m]	----		
P.D.	Δ	[m]	0.0889	P.D.	Δ	[m]	0.0835
	Sa	[g]	0.1103		Sa	[g]	0.1097

- Marcos 35 pisos.

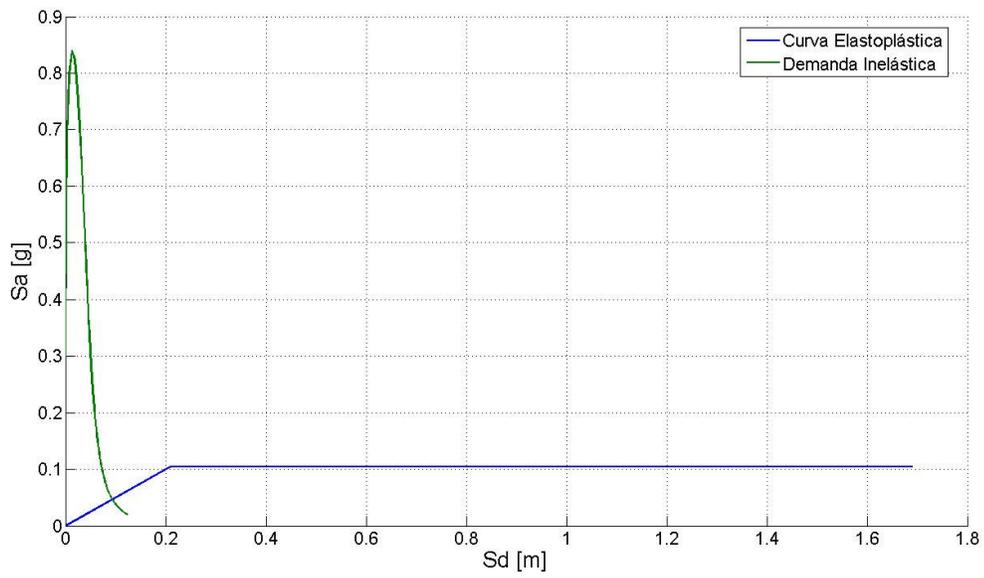


Figura 9.14: Marcos 35 pisos, Eje X

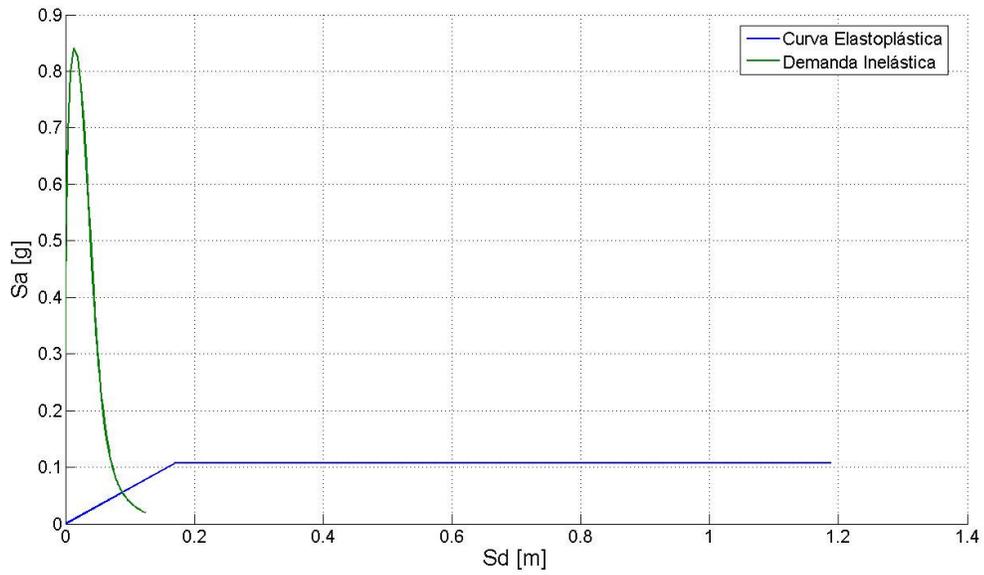


Figura 9.15: Marcos 35 pisos, Eje Y

Tabla 9.7: Marcos 35 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1	μ	[]	1
Δ_{f-PD}	[m]	---	Δ_{f-PD}	[m]	---
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0934			0.0882
		0.105			0.1067

- Marcos 40 pisos.

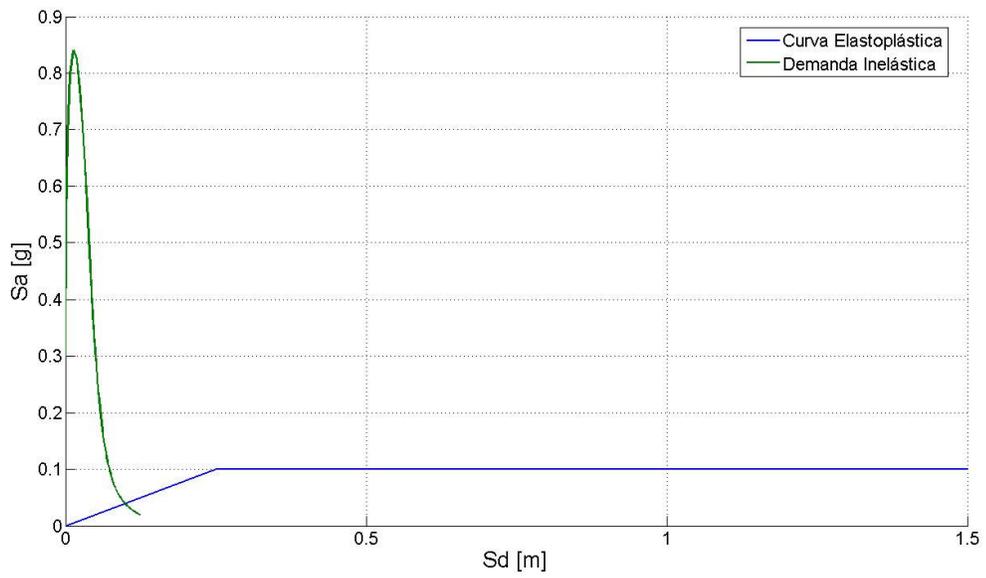


Figura 9.16: Marcos 40 pisos, Eje X

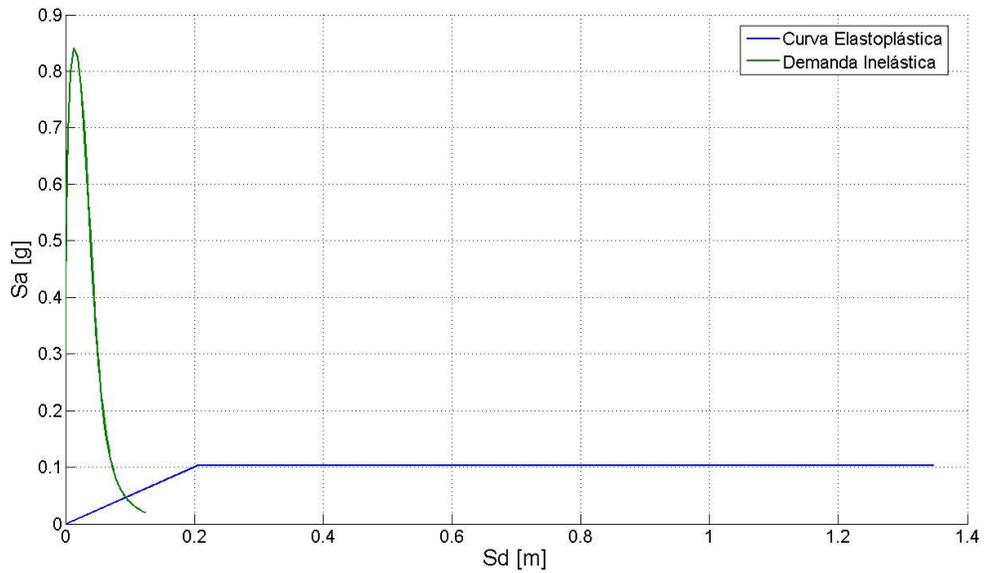


Figura 9.17: Marcos 40 pisos, Eje Y

Tabla 9.8: Marcos 40 pisos

		Eje X		Eje Y			
μ	[]	1	μ	[]	1		
Δ_{f-PD}	[m]	----	Δ_{f-PD}	[m]	----		
P.D.	Δ	[m]	0.0987	P.D.	Δ	[m]	0.0934
	Sa	[g]	0.1005		Sa	[g]	0.1033

9.1.2 Edificios de Muros.

- Muros 5 pisos.

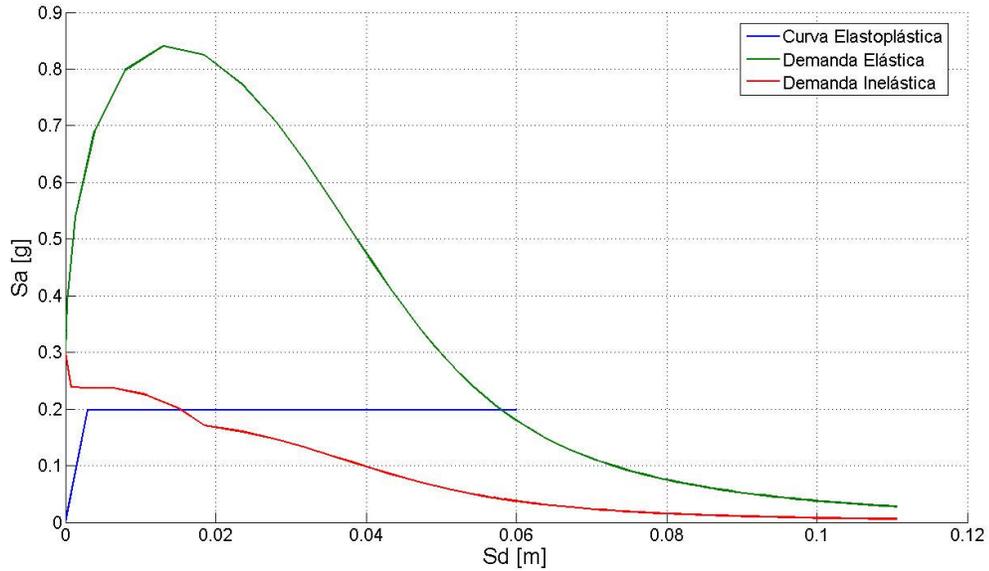


Figura 9.18: Muros 5 pisos, Eje X

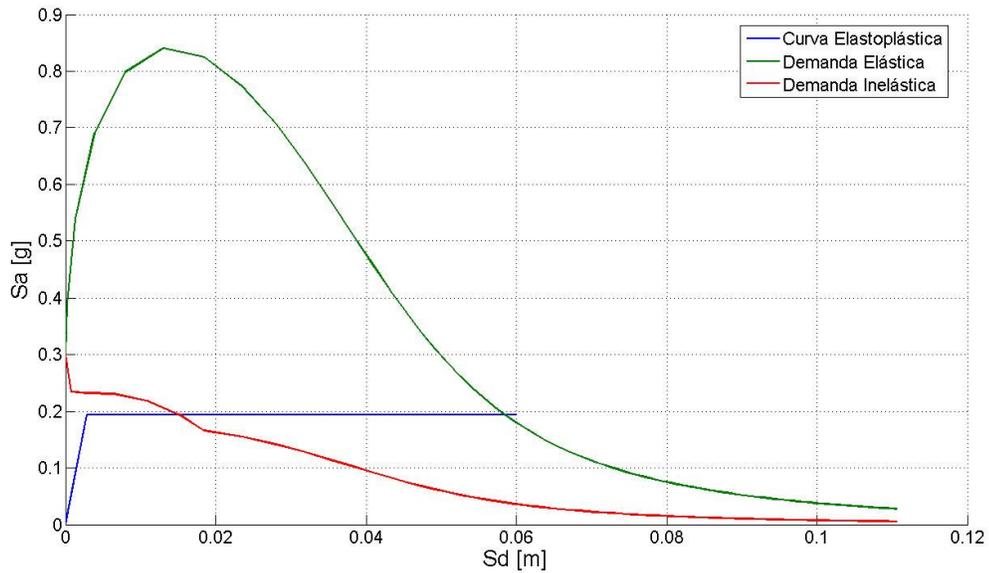


Figura 9.19: Muros 5 pisos, Eje Y

Tabla 9.9: Muros 5 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	4.82	μ	[]	4.98
Δ_{f-PD}	[m]	0.0123	Δ_{f-PD}	[m]	0.0123
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0153			0.0152
		0.1982			0.1938

- Muros 10 pisos.

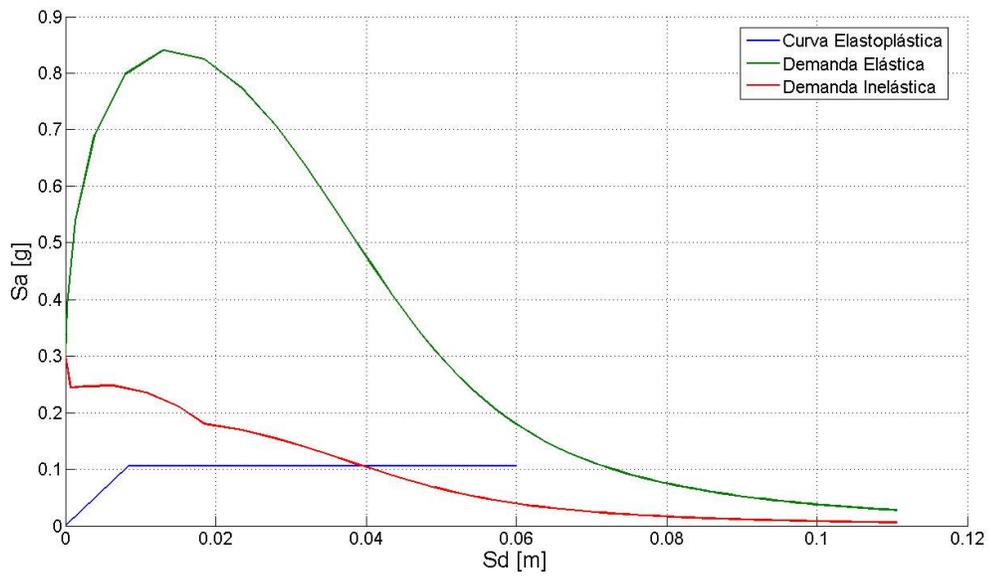


Figura 9.20: Muros 10 pisos, Eje X

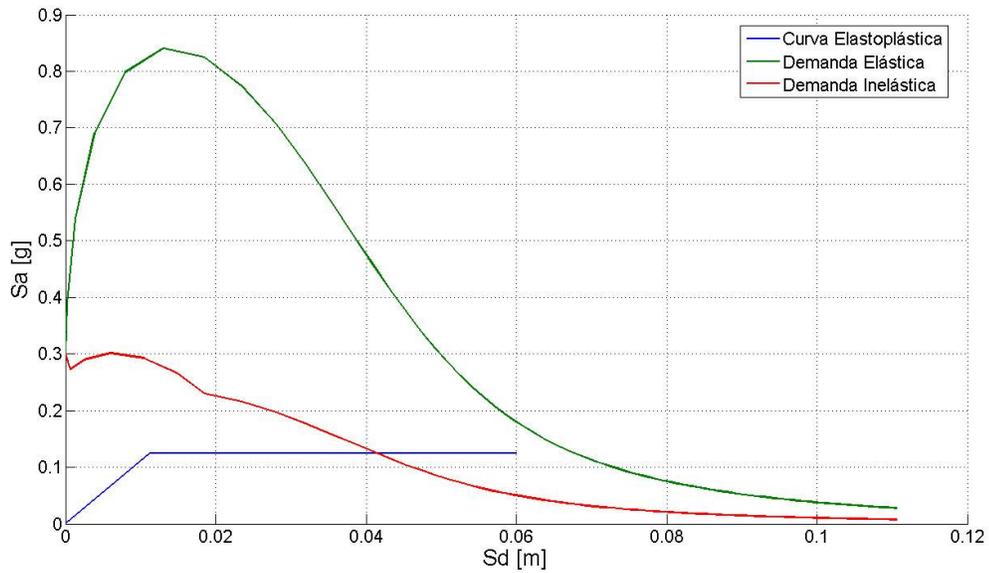


Figura 9.21: Muros 10 pisos, Eje Y

Tabla 9.10: Muros 10 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	4.57	μ	[]	3.59
Δ_{f-PD}	[m]	0.0311	Δ_{f-PD}	[m]	0.03
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0396			0.0413
		0.1057			0.1251

- Muros 15 pisos.

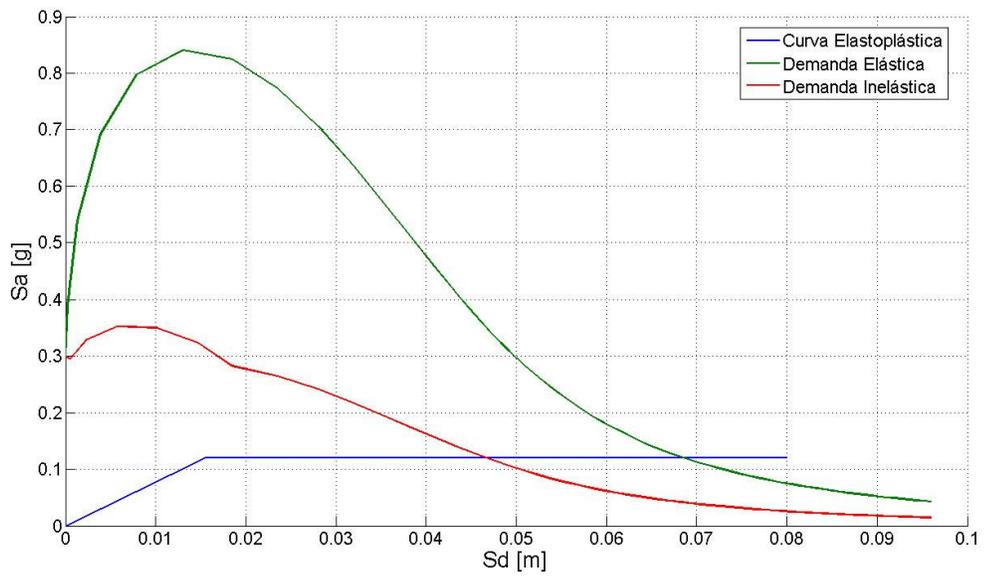


Figura 9.22: Muros 15 pisos, Eje X

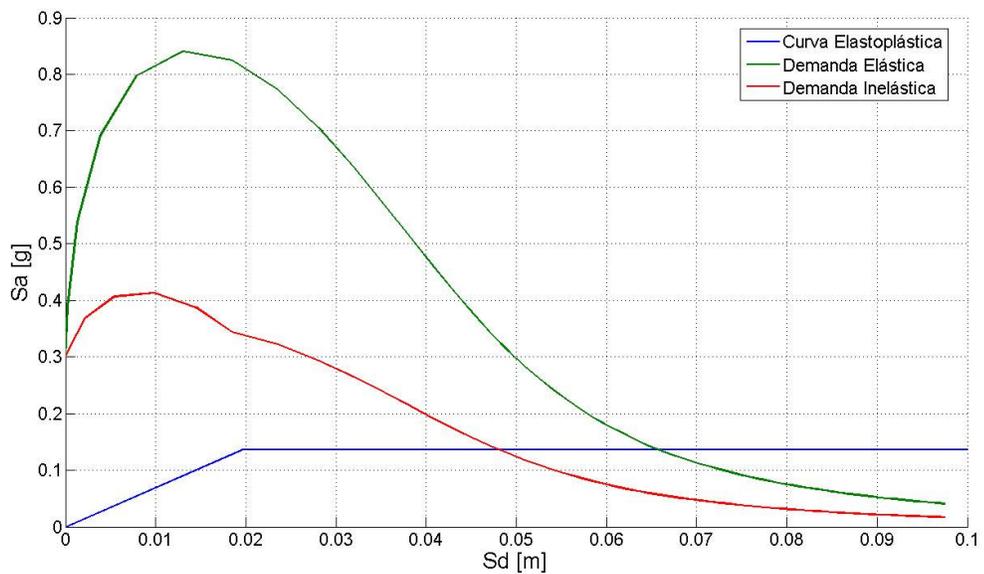


Figura 9.23: Muros 15 pisos, Eje Y

Tabla 9.11: Muros 15 pisos

Eje X				Eje Y		
μ	[]	2.92	μ	[]	2.4	
Δ_{f-PD}	[m]	0.0309	Δ_{f-PD}	[m]	0.0284	
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]	
	Sa	[g]		Sa	[g]	
		0.0465			0.0481	
		0.1209			0.1362	

- Muros 20 pisos.

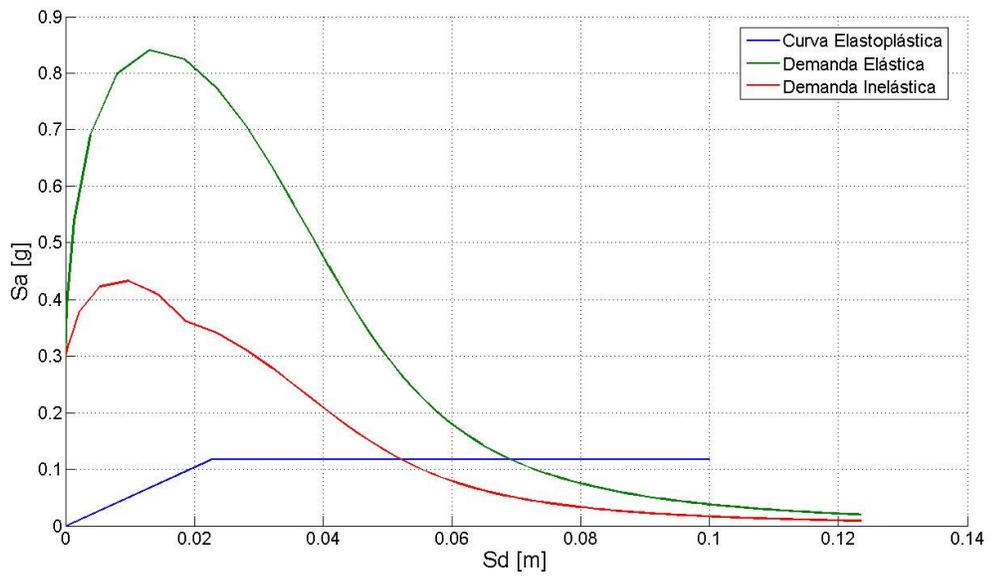


Figura 9.24: Muros 20 pisos, Eje X

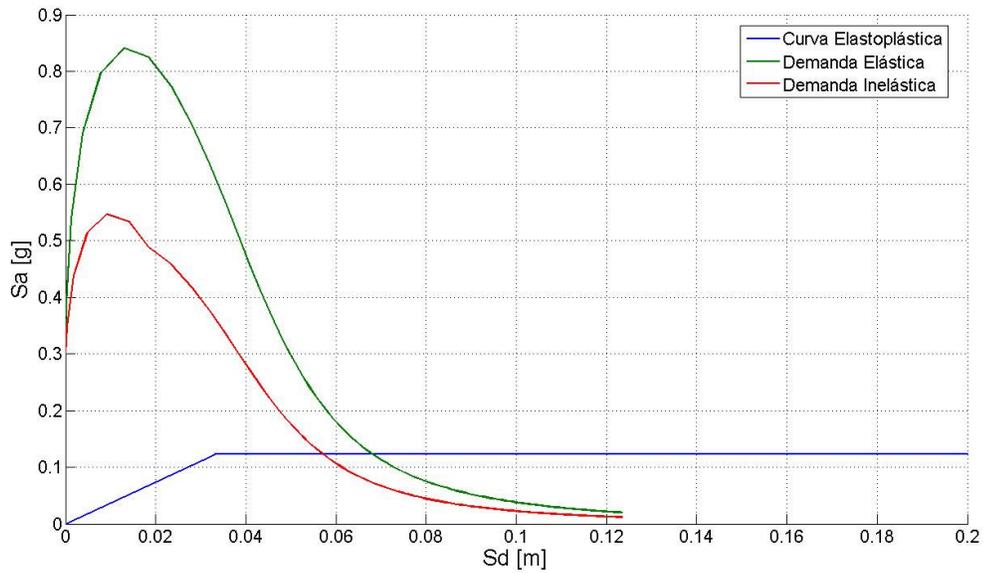


Figura 9.25: Muros 20 pisos, Eje Y

Tabla 9.12: Muros 20 pisos

Eje X				Eje Y		
μ	[]	2.27	μ	[]	1.69	
Δ_{f-PD}	[m]	0.0297	Δ_{f-PD}	[m]	0.0239	
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]	
	Sa	[g]		Sa	[g]	
		0.0522			0.0571	
		0.1172			0.1228	

- Muros 25 pisos.

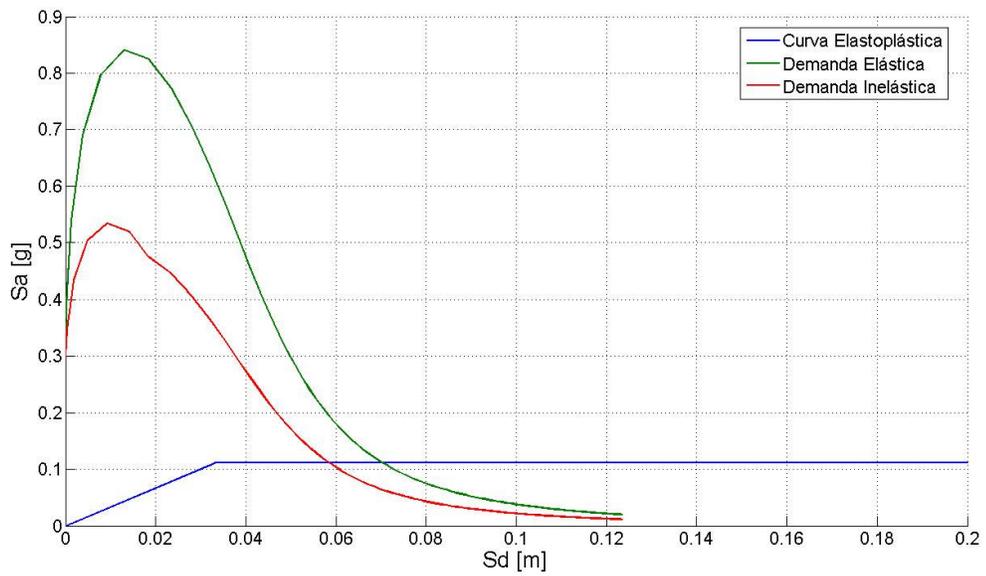


Figura 9.26: Muros 25 pisos, Eje X

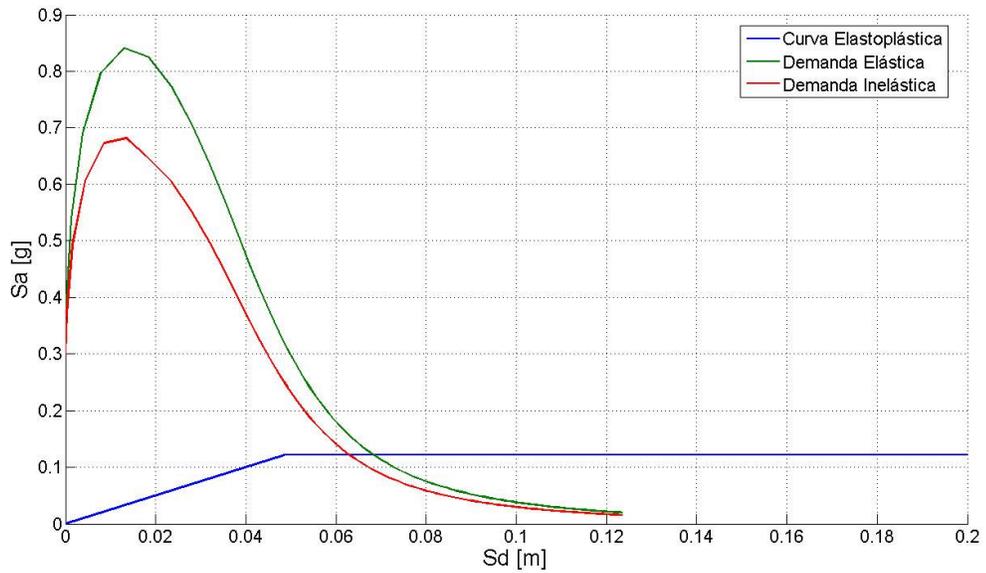


Figura 9.27: Muros 25 pisos, Eje Y

Tabla 9.13: Muros 25 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1.74	μ	[]	1.28
Δ_{f-PD}	[m]	0.0255	Δ_{f-PD}	[m]	0.0145
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0586			0.063
		0.1109			0.1213

- Muros 30 pisos.

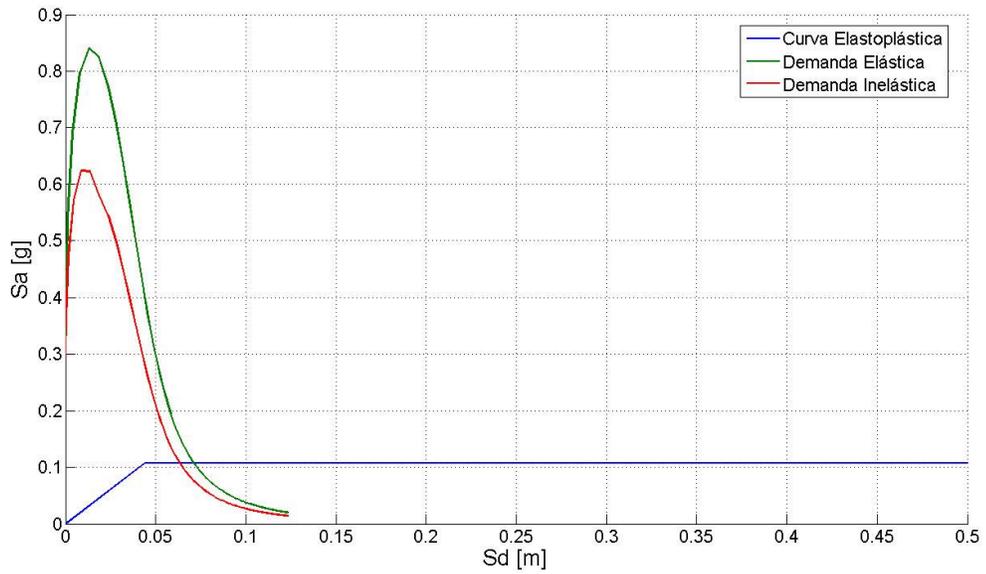


Figura 9.28: Muros 30 pisos, Eje X

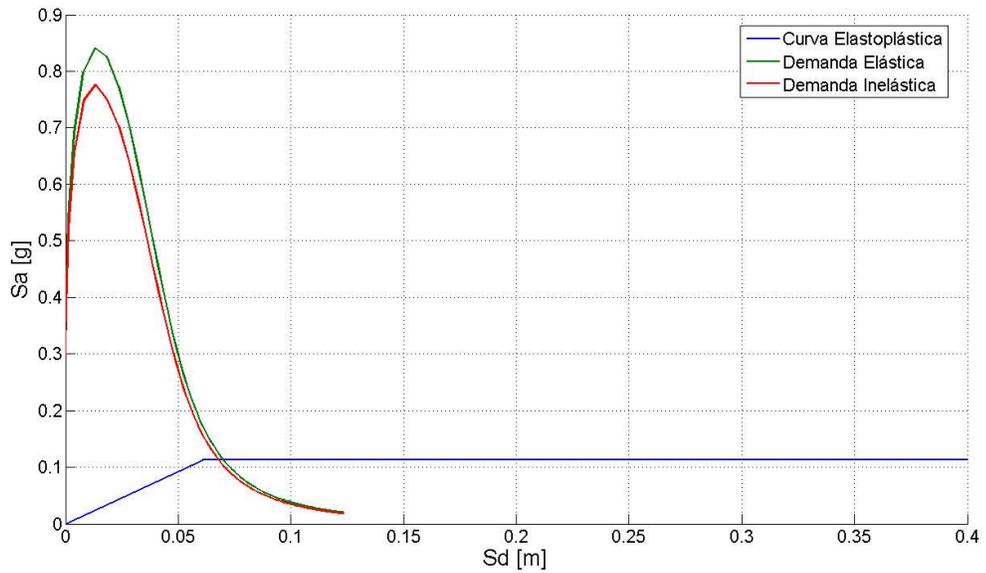


Figura 9.29: Muros 30 pisos, Eje Y

Tabla 9.14: Muros 30 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1.42	μ	[]	1.1
Δ_{f-PD}	[m]	0.0194	Δ_{f-PD}	[m]	0.007
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.1072			0.1127

- Muros 35 pisos.

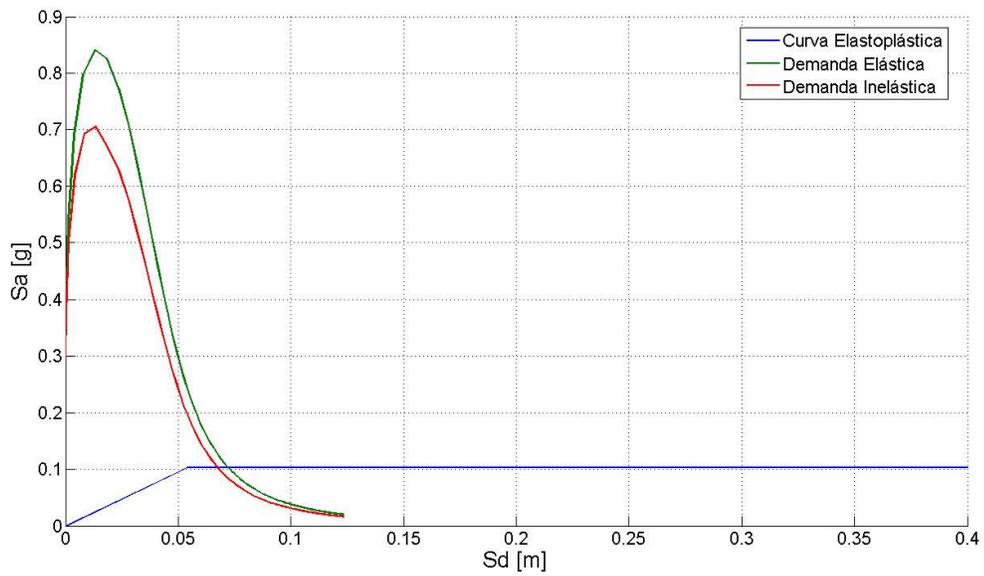


Figura 9.30: Muros 35 pisos, Eje X

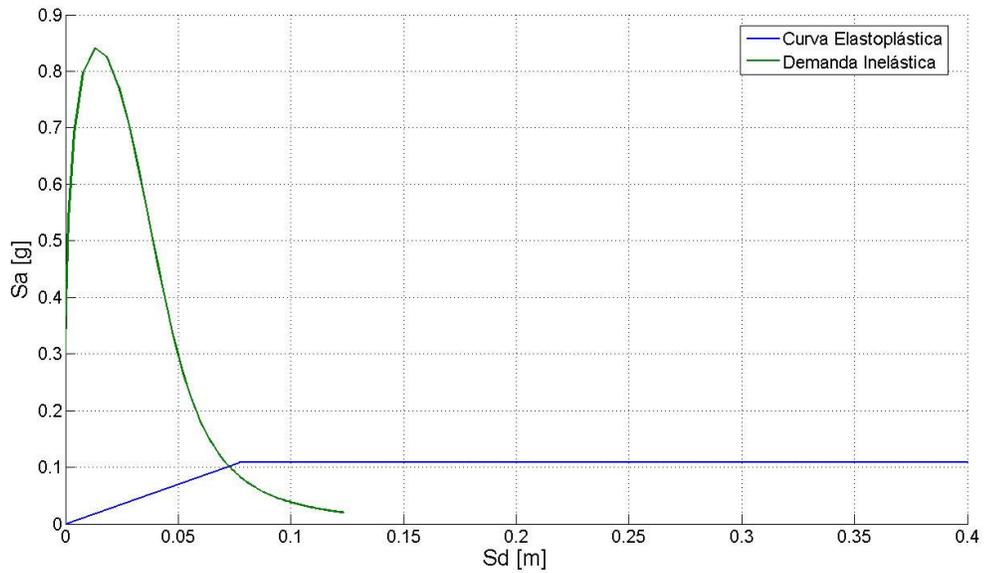


Figura 9.31: Muros 35 pisos, Eje Y

Tabla 9.15: Muros 35 pisos

Eje X				Eje Y		
μ	[]	1.23	μ	[]	1	
Δ_{f-PD}	[m]	0.0133	Δ_{f-PD}	[m]	---	
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]	
	Sa	[g]		Sa	[g]	
		0.0675			0.0725	
		0.1029			0.108	

- Muros 40 pisos.

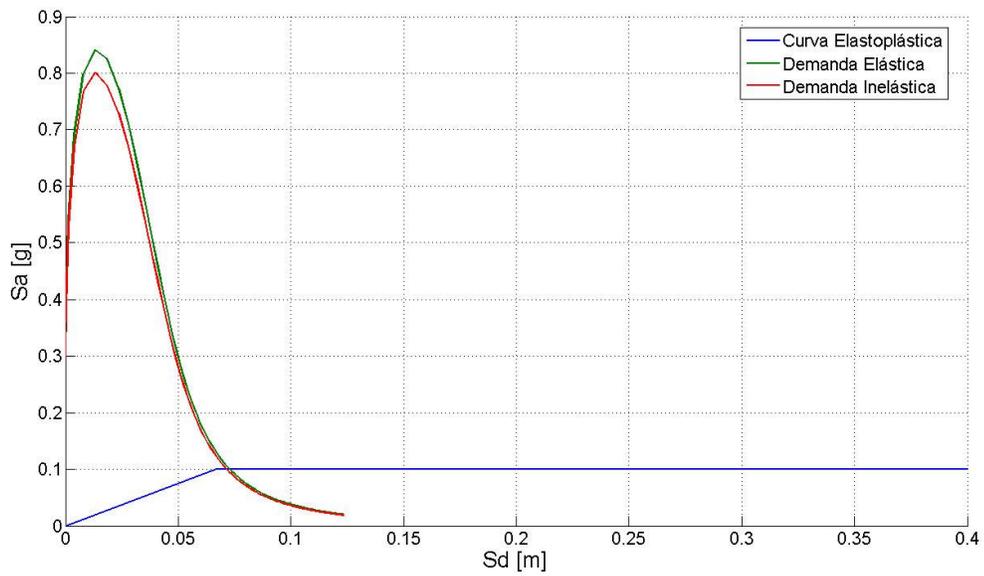


Figura 9.32: Muros 40 pisos, Eje X

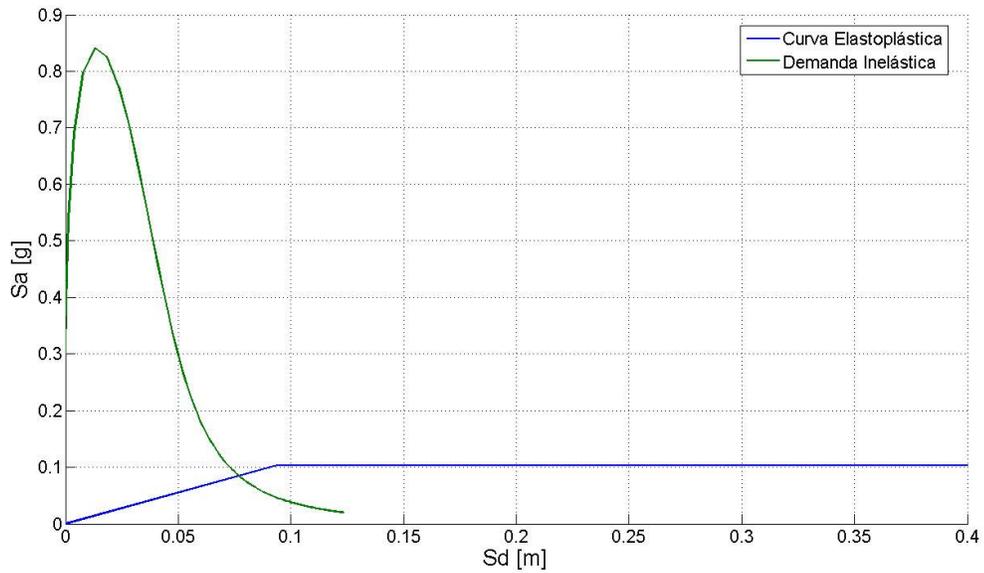


Figura 9.33: Muros 40 pisos, Eje Y

Tabla 9.16: Muros 40 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1.06	μ	[]	1
Δ_{f-PD}	[m]	0.0042	Δ_{f-PD}	[m]	----
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0713			0.0769
		0.1007			0.103

9.1.3 Edificios Mixtos.

- Mixto de 5 pisos.

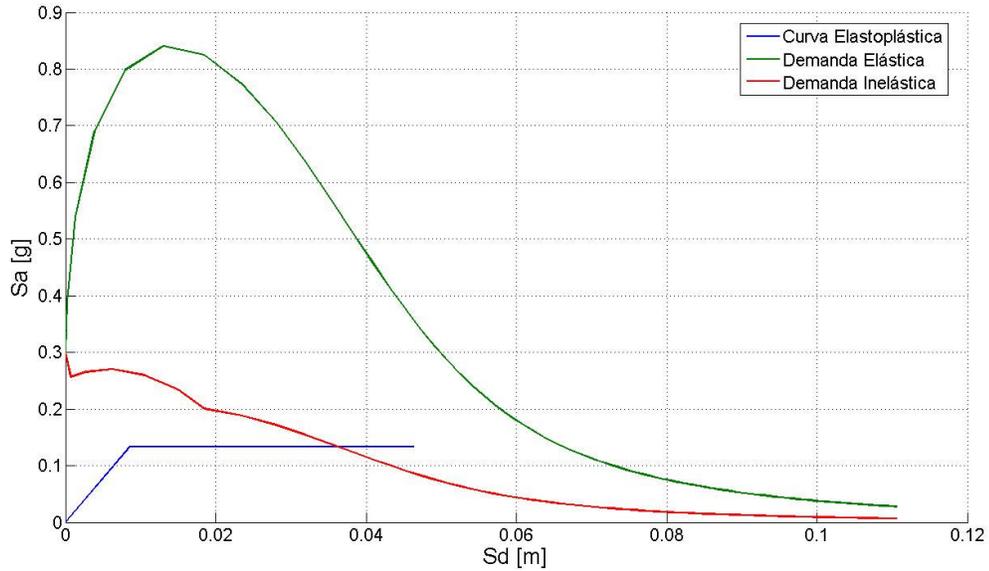


Figura 9.34: Mixtos 5 pisos, Eje X

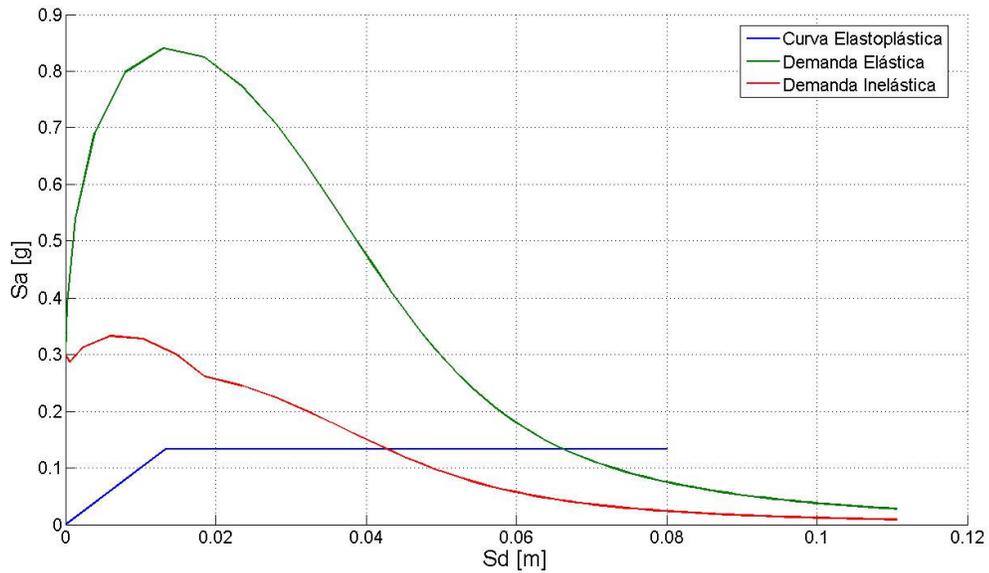


Figura 9.35: Mixtos 5 pisos, Eje Y

Tabla 9.17: Mixtos 5 pisos

		Eje X		Eje Y			
	μ	[]	4.11	μ	[]	3.15	
	Δ_{f-PD}	[m]	0.0277	Δ_{f-PD}	[m]	0.0295	
P.D.	Δ	[m]	0.0363	P.D.	Δ	[m]	0.0428
	Sa	[g]	0.1336		Sa	[g]	0.1334

- Mixto de 10 pisos.

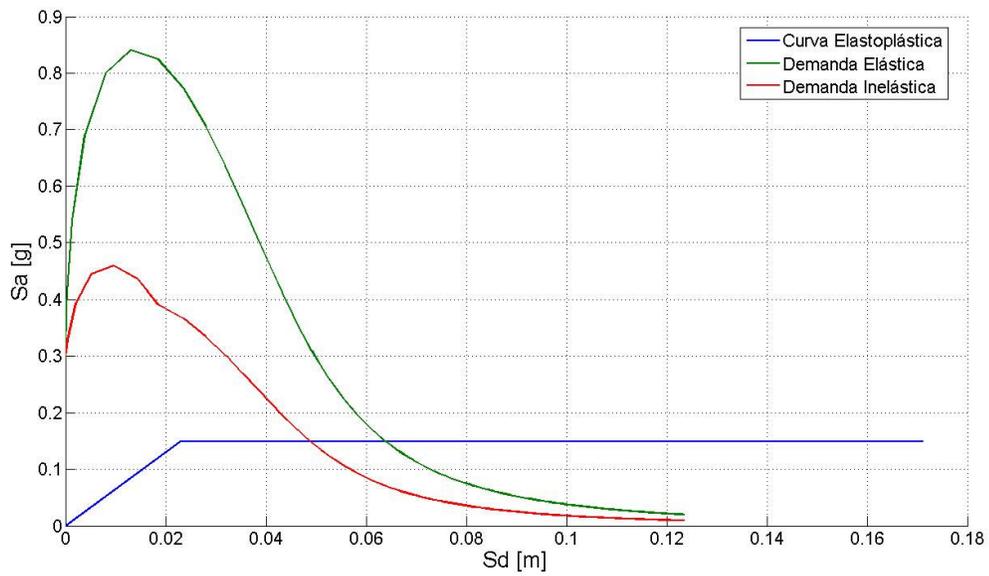


Figura 9.36: Mixtos 10 pisos, Eje X

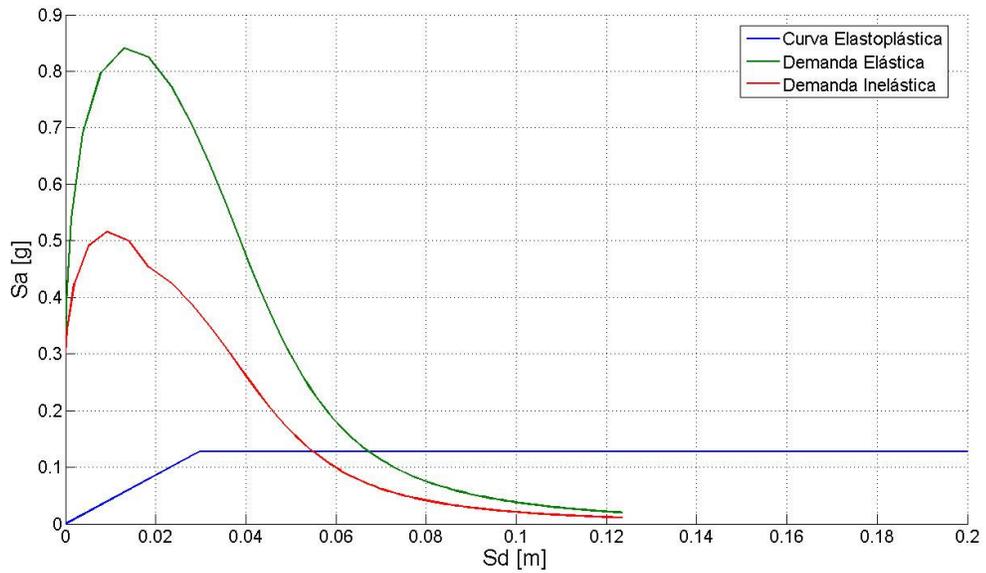


Figura 9.37: Mixtos 10 pisos, Eje Y

Tabla 9.18: Mixtos 10 pisos

Eje X				Eje Y		
μ	[]	2.11	μ	[]	1.82	
Δ_{f-PD}	[m]	0.0262	Δ_{f-PD}	[m]	0.025	
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]	
	Sa	[g]		Sa	[g]	
		0.049			0.0548	
		0.1483			0.1281	

- Mixto de 15 pisos.

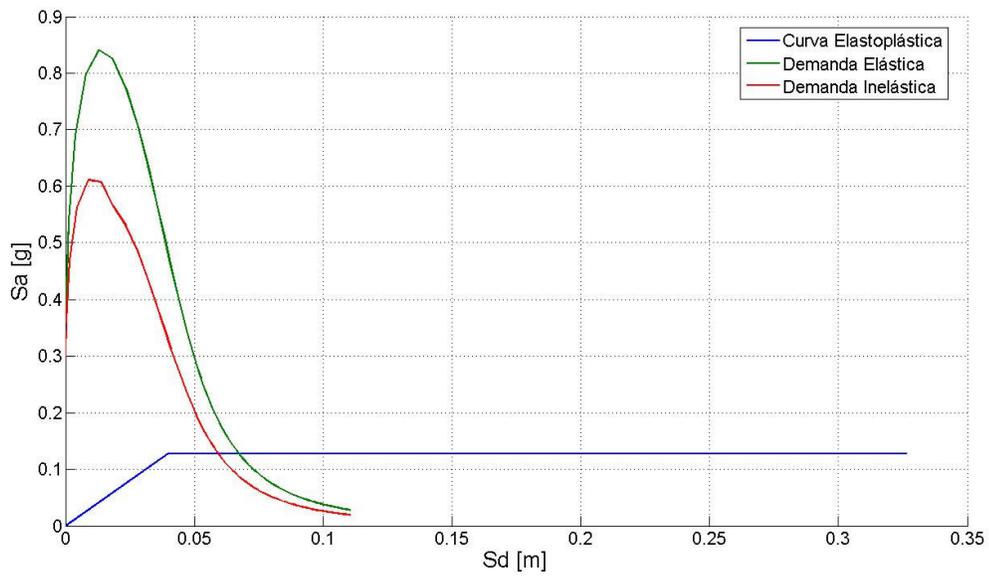


Figura 9.38: Mixtos 15 pisos, Eje X

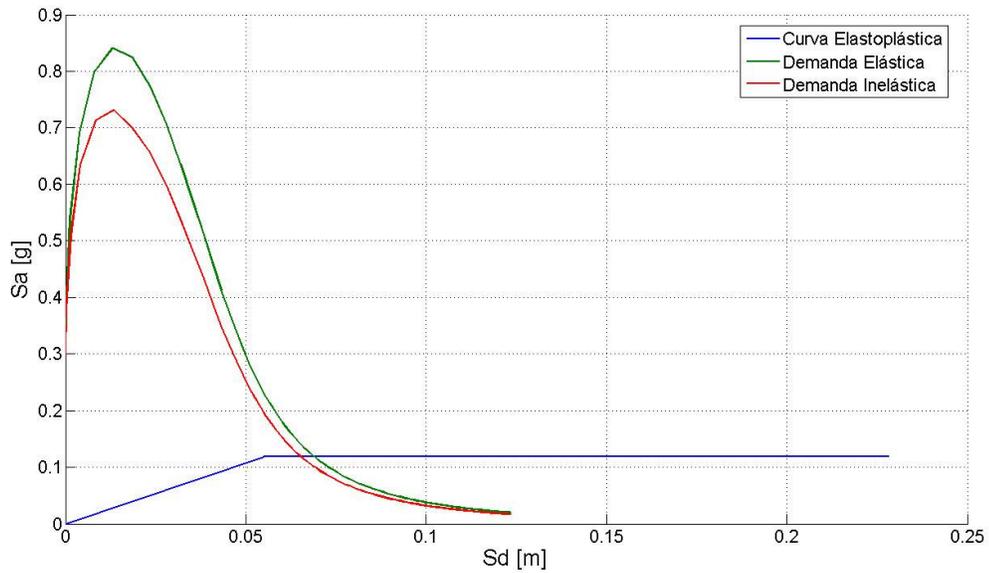


Figura 9.39: Mixtos 15 pisos, Eje Y

Tabla 9.19: Mixtos 15 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1.46	μ	[]	1.18
Δ_{f-PD}	[m]	0.0193	Δ_{f-PD}	[m]	0.0103
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0592			0.0653
		0.1281			0.1183

- Mixto de 20 pisos.

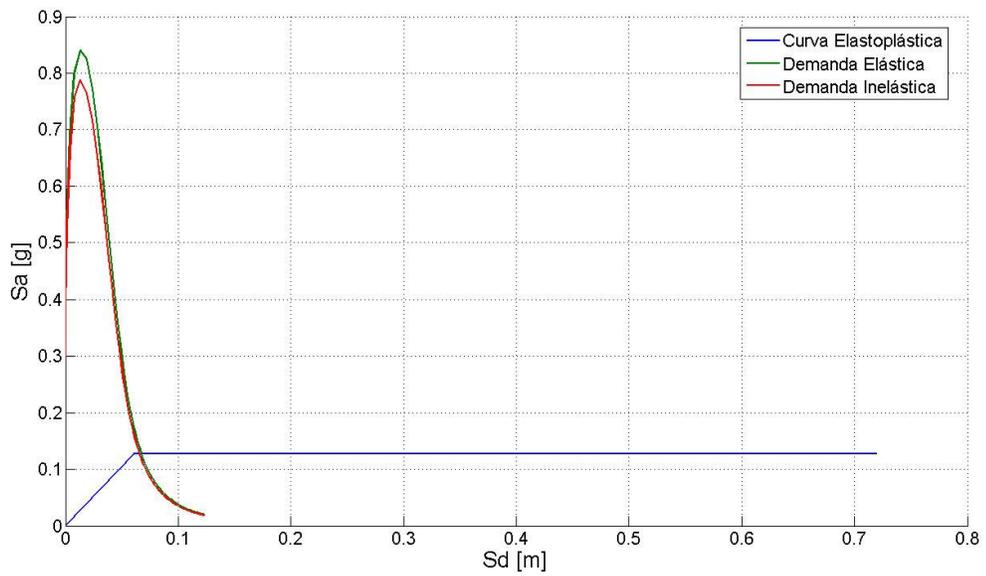


Figura 9.40: Mixtos 20 pisos, Eje X

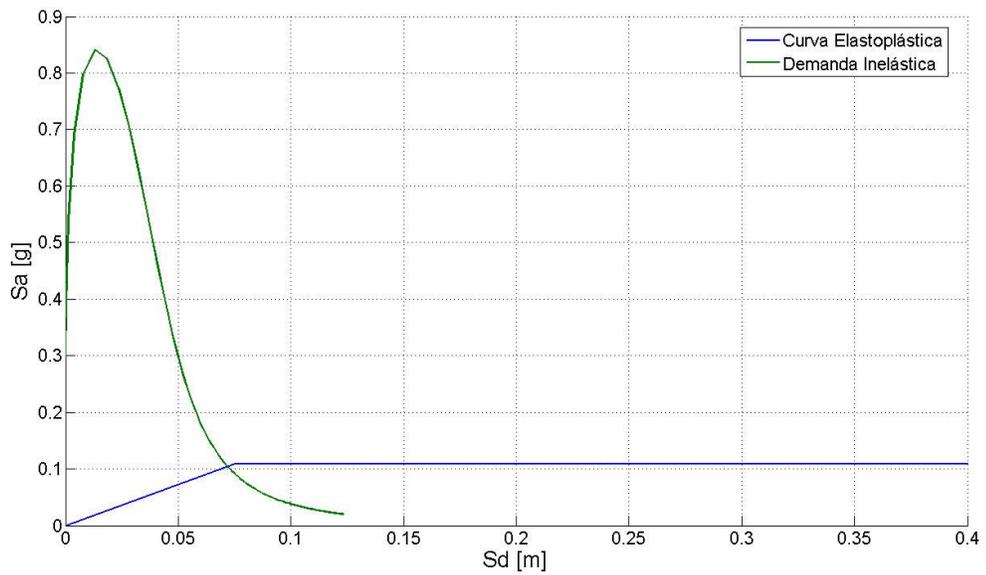


Figura 9.41: Mixtos 20 pisos, Eje Y

Tabla 9.20: Mixtos 20 pisos

Eje X			Eje Y		
μ	[]	1.08	μ	[]	1
Δ_{f-PD}	[m]	0.0051	Δ_{f-PD}	[m]	----
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]
	Sa	[g]		Sa	[g]
		0.0657			0.0719
		0.1272			0.1093

- Mixto de 25 pisos.

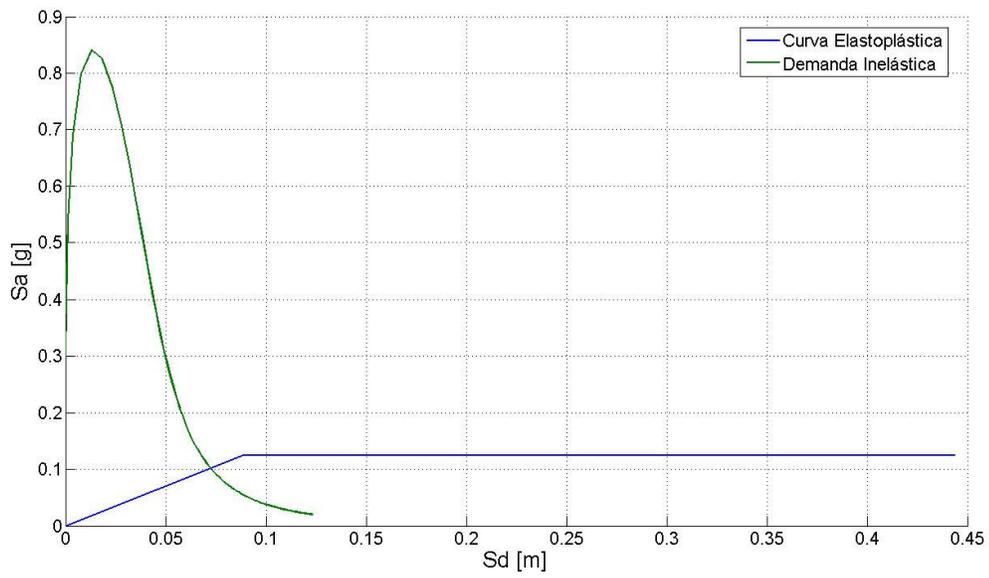


Figura 9.42: Mixtos 25 pisos, Eje X

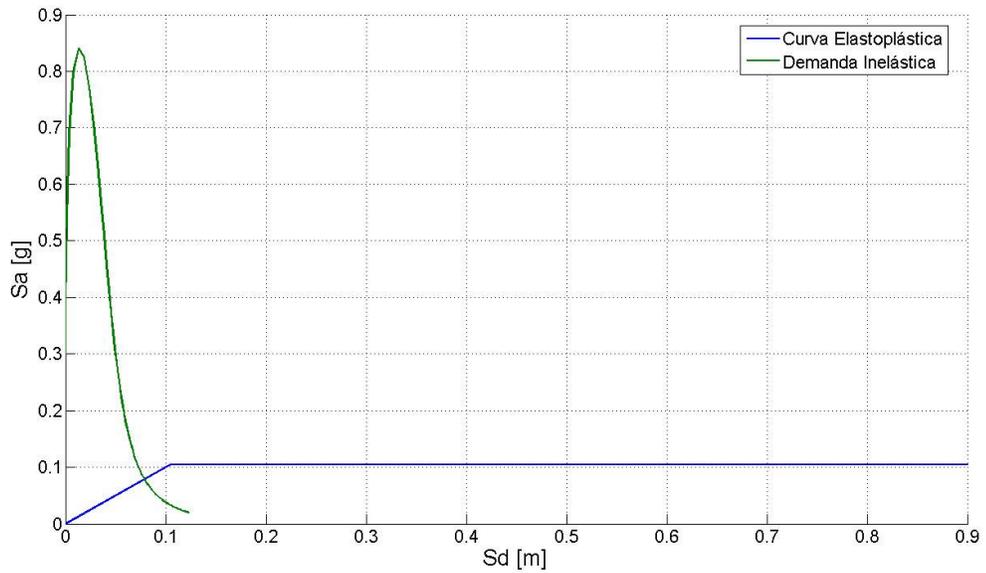


Figura 9.43: Mixtos 25 pisos, Eje Y

Tabla 9.21: Mixtos 25 pisos

Eje X				Eje Y			
μ	[]	1	μ	[]	1		
Δ_{f-PD}	[m]	----	Δ_{f-PD}	[m]	----		
P.D.	Δ	[m]	0.0725	P.D.	Δ	[m]	0.0788
	Sa	[g]	0.1246		Sa	[g]	0.1051

- Mixto de 30 pisos.

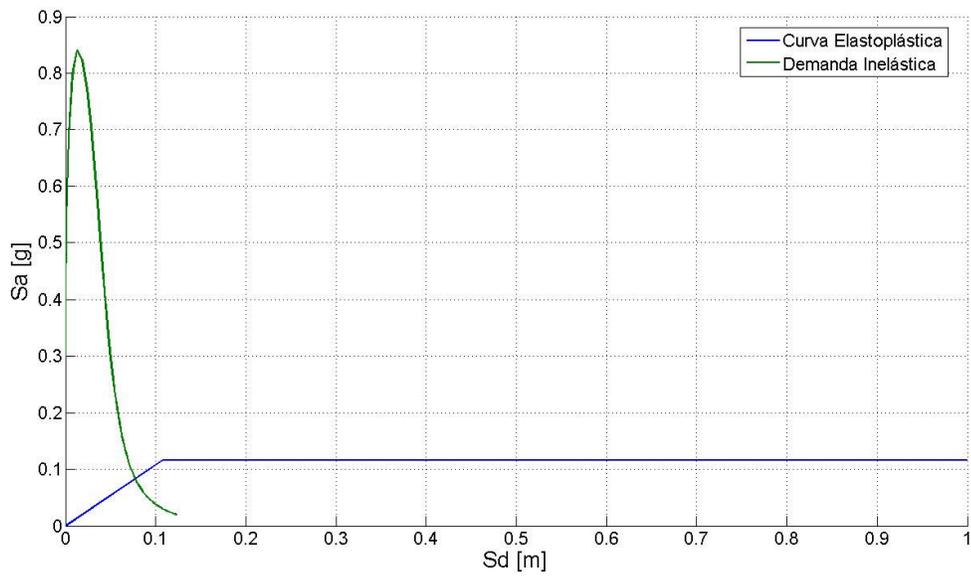


Figura 9.44: Mixtos 30 pisos, Eje X

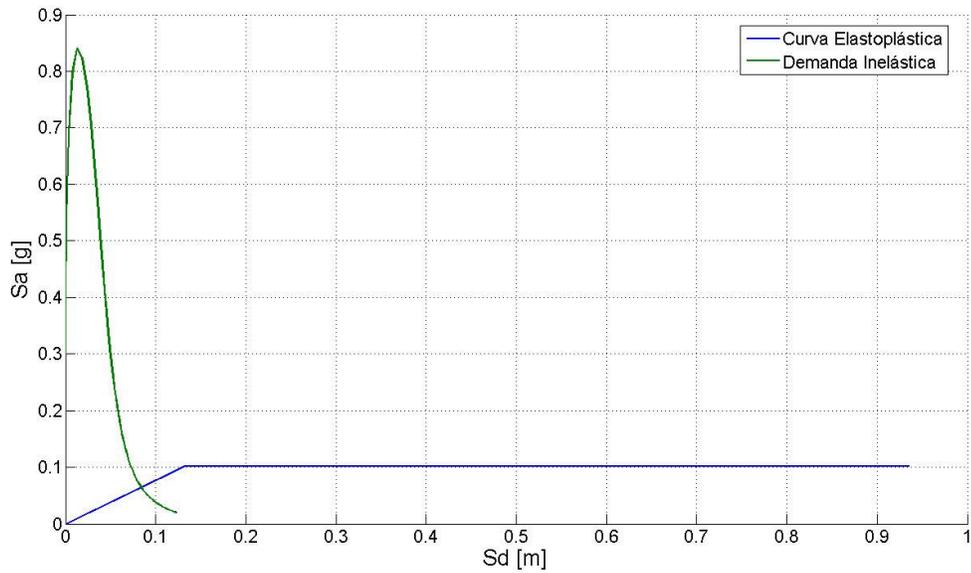


Figura 9.45: Mixtos 30 pisos, Eje Y

Tabla 9.22: Mixtos 30 pisos

Eje X				Eje Y			
μ	[]	1	μ	[]	1		
Δ_{f-PD}	[m]	----	Δ_{f-PD}	[m]	----		
P.D.	Δ	[m]	0.0775	P.D.	Δ	[m]	0.084
	Sa	[g]	0.1159		Sa	[g]	0.1011

- Mixto de 35 pisos.

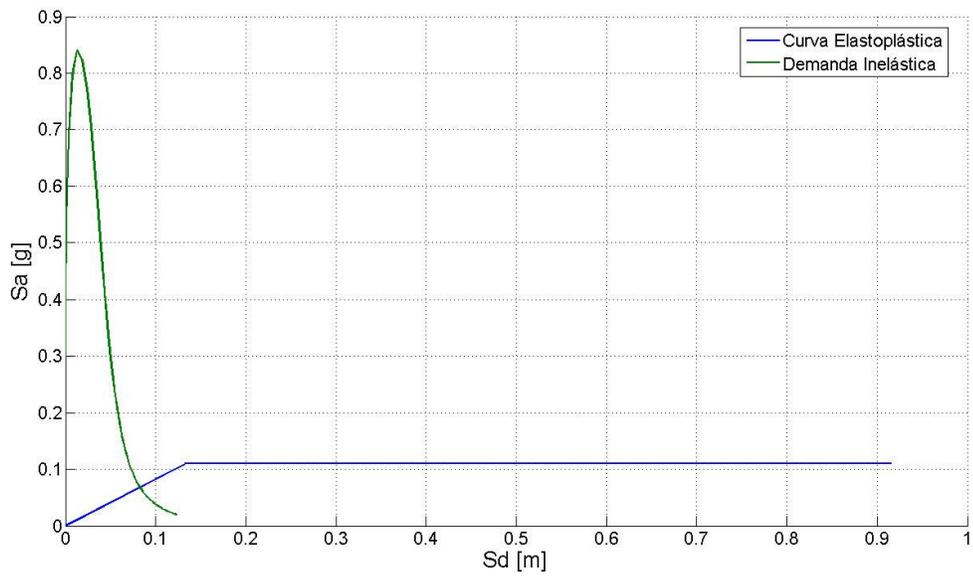


Figura 9.46: Mixtos 35 pisos, Eje X

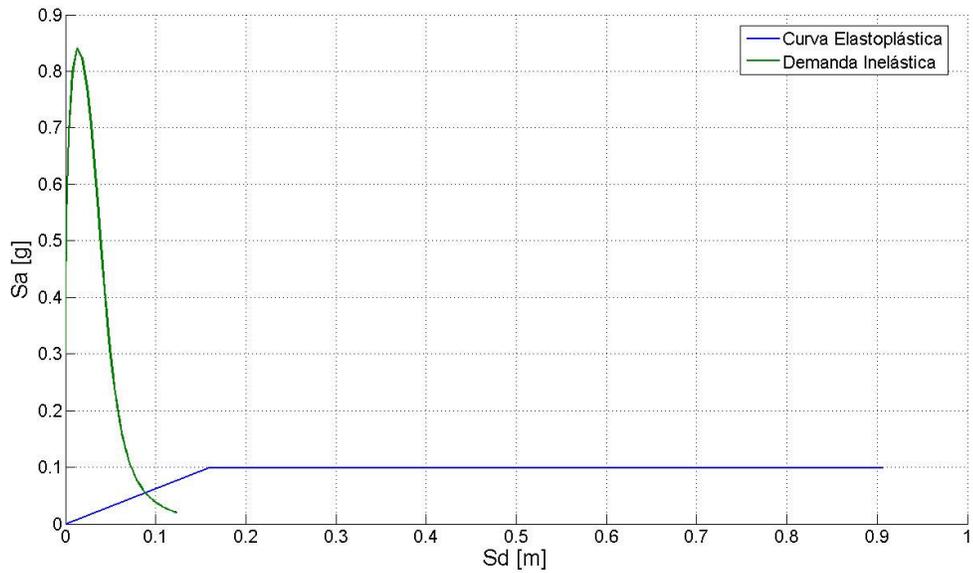


Figura 9.47: Mixtos 35 pisos, Eje Y

Tabla 9.23: Mixtos 35 pisos

Eje X				Eje Y		
μ	[]	1	μ	[]	1	
Δ_{f-PD}	[m]	----	Δ_{f-PD}	[m]	----	
P.D.	Δ	[m]	P.D.	Δ	[m]	0.0824
	Sa	[g]		Sa	[g]	0.0989

- Mixto de 40 pisos.

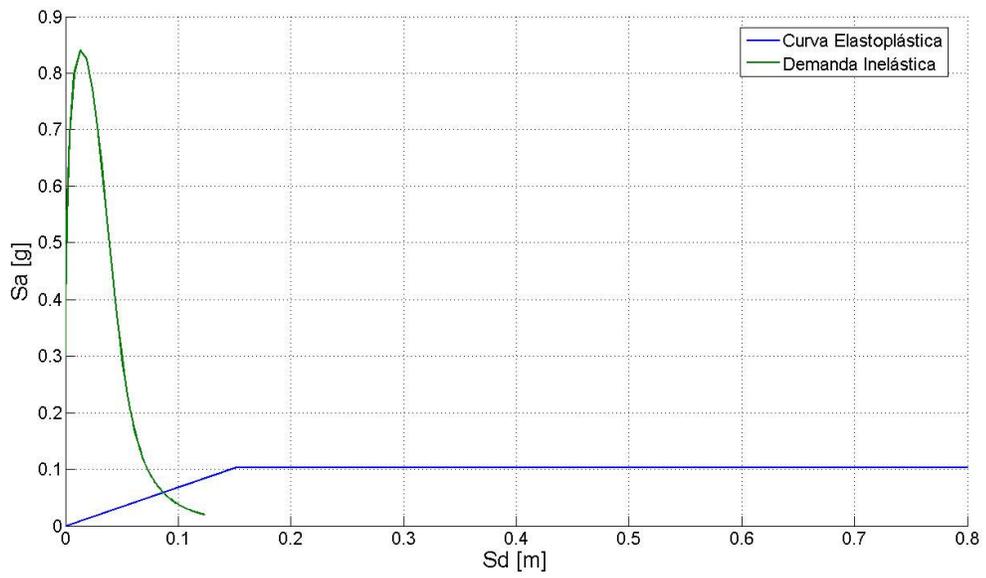


Figura 9.48: Mixtos 40 pisos, Eje X

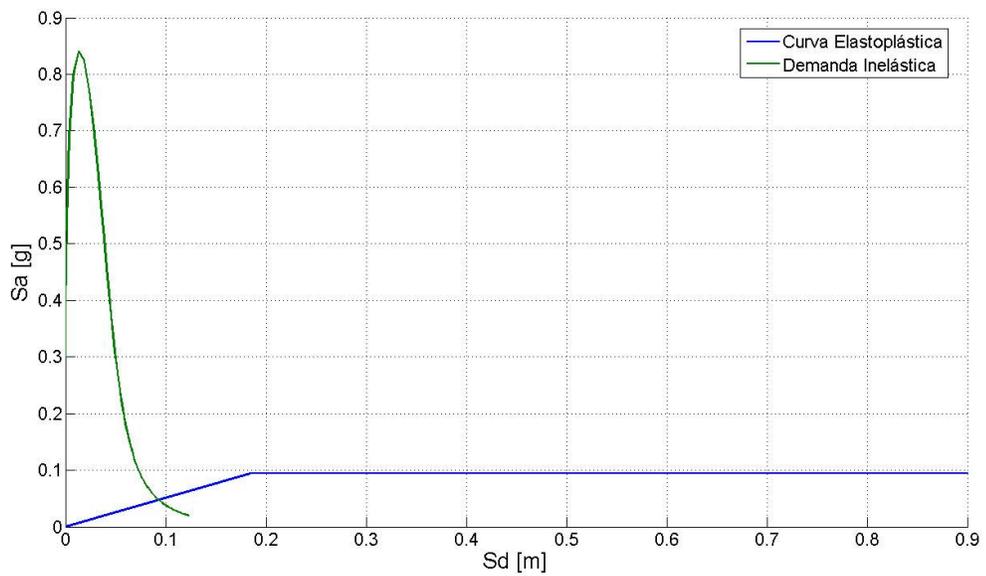


Figura 9.49: Mixtos 40 pisos, Eje Y

Tabla 9.24: Mixtos 40 pisos

		Eje X		Eje Y			
μ		[]	1	μ			
Δ_{f-PD}		[m]	----	Δ_{f-PD}			
P.D.	Δ	[m]	0.0866	P.D.	Δ	[m]	0.0929
	Sa	[g]	0.1033		Sa	[g]	0.0938

9.2. Cálculo del Factor de Seguridad (F.S.)

Para el cálculo del factor de seguridad de los modelos estudiados, se utilizó el método inverso, que tal como su nombre lo dice, realiza un procedimiento inverso al método capacidad demanda. Éste encuentra las ordenadas espectrales máximas que la estructura es capaz de soportar para satisfacer el criterio de nivel de desempeño escogido (en este caso, Daño Controlado) y la divide por la aceleración de diseño. La definición exacta del factor de seguridad es la siguiente:

$$F.S = f.s \cdot 1.4 \cdot F.A$$

(9.1)

Donde

1.4 = Es el factor de sobrediseño, correspondiente al R**

F.A = Es el factor de amplificación por corte mínimo (o reducción por corte máximo)

$f.s$ = Es el factor de seguridad encontrado en el gráfico, según (9.2 y la Figura 9.50)

$$f.s = \frac{A_{adm}}{A_{elast}}$$

(9.2)

Donde

A_{adm} = Es la máxima aceleración que la estructura puede admitir, cuando la curva del espectro se encuentra con la curva de capacidad.

A_{elast} = Es la aceleración del espectro elástico de la Norma Chilena, cuando ésta se encuentra con la curva de capacidad del edificio.

Lo antes señalado se muestra con mayor claridad en la Figura 9.50:

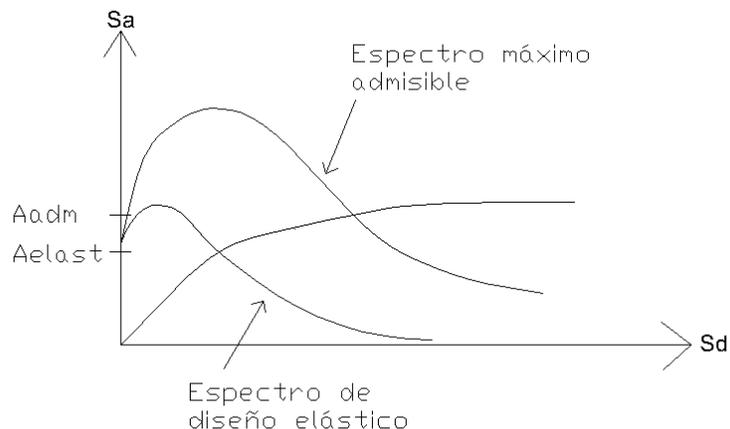


Figura 9.50: Factor de Seguridad

La estructura debe ser capaz de resistir Sae (espectro de diseño elástico) comportándose inelásticamente. La norma acepta que para que la estructura satisfaga lo anterior, debe comportarse

elásticamente para $\frac{Sae}{R^*}$ (espectro de aceleraciones inelástico). El diseño contempla además dos factores de seguridad impuestos: Factor de sobrediseño y corte basal mínimo.

Es importante recalcar que la ecuación (9.2) es arbitraria y que pueden existir otras definiciones. Sin embargo, se estima que su uso produce apreciaciones globales adecuadas de la vulnerabilidad sísmica de una estructura

Para que una estructura cumpla con el nivel de desempeño de daño controlado se tienen que cumplir dos condiciones:

- $\mu \leq 3$
- $\frac{\delta}{h} \leq 0.015$

Siendo $\mu =$ (Deformación del Punto de Desempeño / Deformación de fluencia) de la curva espectro máximo admisible, según Figura 9.50.

Resumiendo los resultados obtenidos para todos los edificios (calculados con la rutina del anexo 2.5), se tiene:

Tabla 9.25: Factor de Seguridad

Edificios de Marcos		
	Eje X	Eje Y
Pisos	F.S.	F.S.
5	1.40	1.39
10	2.50	1.94
15	4.78	3.51
20	8.67	5.49
25	14.49	9.12
30	21.30	13.63
35	29.52	19.53
40	38.42	25.77
Edificios de Muros		
	Eje X	Eje Y
Pisos	F.S.	F.S.
5	1.22	1.22
10	1.40	1.40
15	1.40	1.41
20	1.78	2.27
25	2.46	3.09
30	3.14	4.10
35	3.85	5.39
40	4.66	6.86
Edificios Mixtos		
	Eje X	Eje Y
Pisos	F.S.	F.S.
5	1.32	1.40
10	1.46	2.23
15	2.73	3.83
20	4.32	5.81
25	6.62	9.04
30	9.20	12.86
35	12.47	17.44
40	15.67	21.65

A continuación se grafican los Factores de Seguridad de los modelos estudiados:

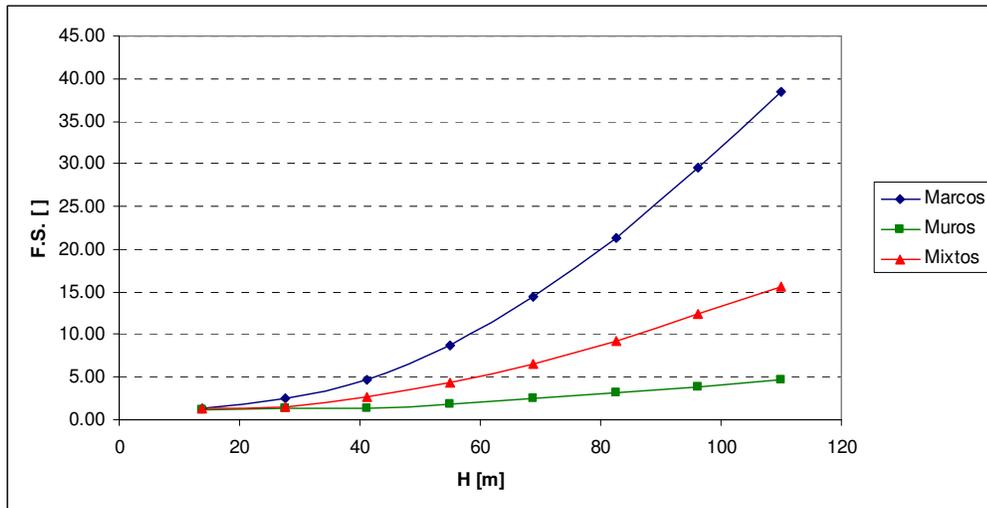


Figura 9.51: Factor de Seguridad, edificios según eje X

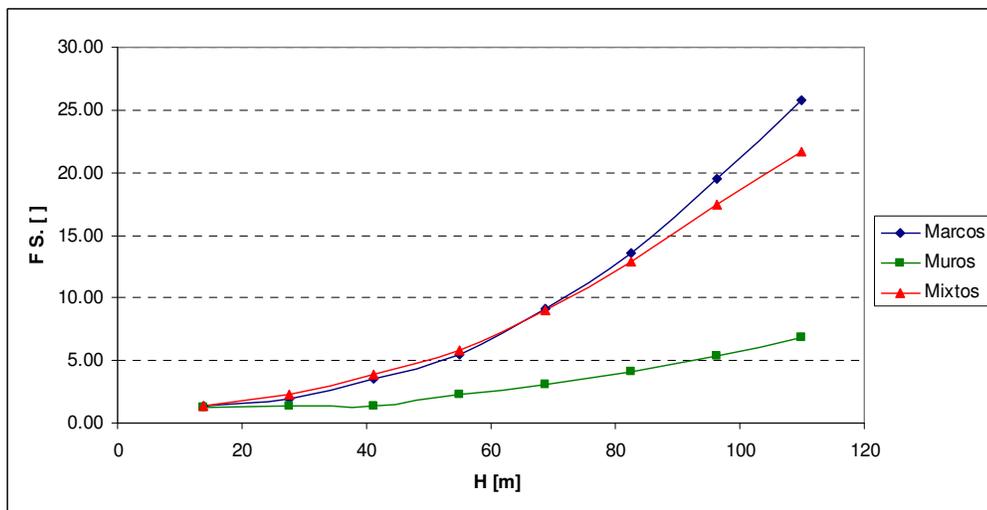


Figura 9.52: Factor de Seguridad, edificios según eje Y

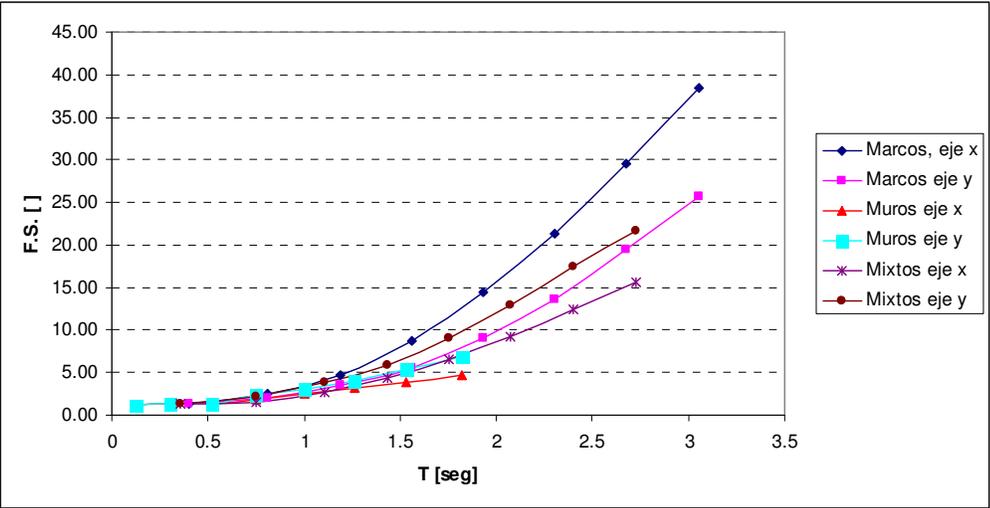


Figura 9.53: Factor de Seguridad

9.3. Comentarios Finales.

En el capítulo 9 se obtuvo una gran cantidad de resultados para analizar y comentar, por lo tanto se realizan gráficos donde se puedan comparar y comentar los resultados más importantes. Los resultados a comparar son la ductilidad, punto de desempeño, factor de seguridad y desplazamiento objetivo.

A continuación se muestran las ductilidades de los edificios:

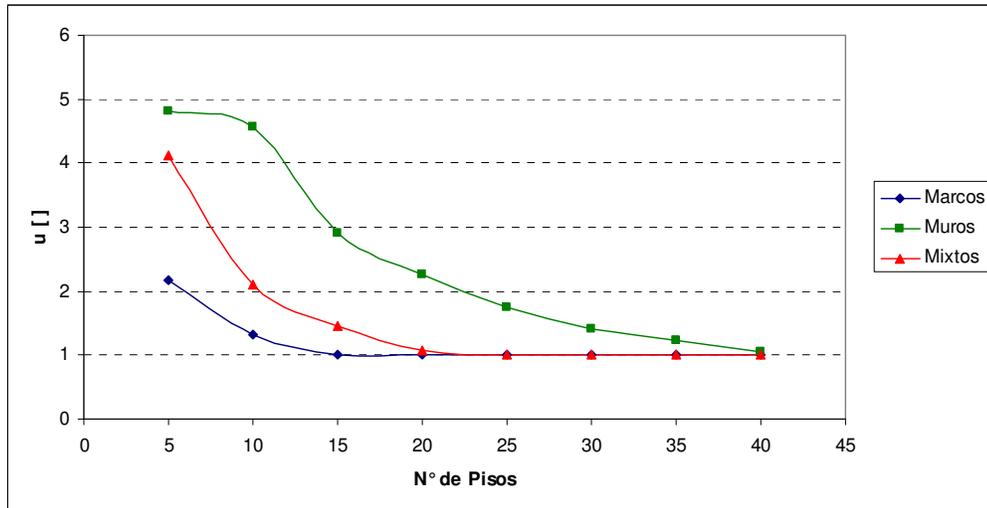


Figura 9.54: Ductilidad, Eje X

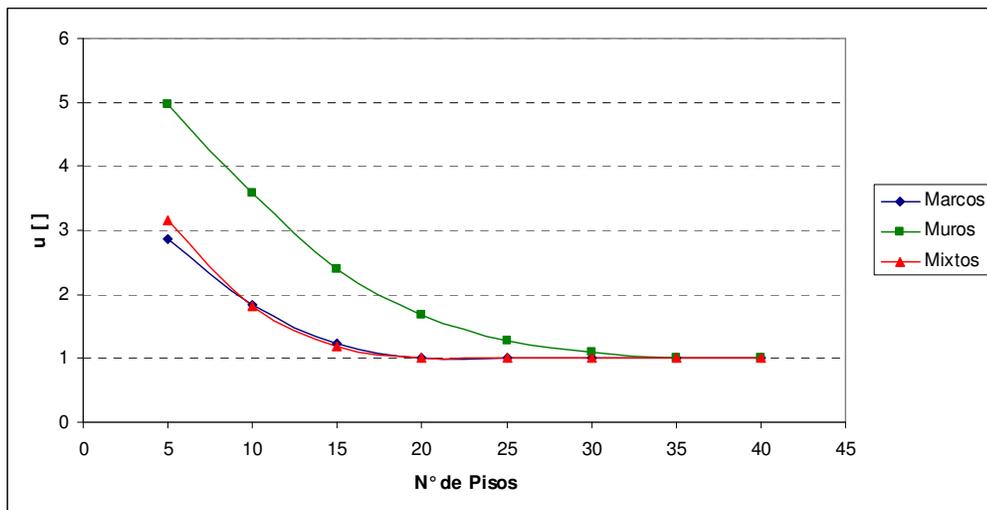


Figura 9.55: Ductilidad, Eje Y

Observando los gráficos de las ductilidades, los edificios de marcos son similares a los mixtos, sobretodo en los edificios de mayor altura. Los edificios de muros, de baja altura, al ser muy rígidos necesitan desarrollar una alta ductilidad para alcanzar el punto de desempeño. En la Figura 9.54 se nota que el edificio mixto de 5 pisos desarrolla una ductilidad cercana a 4, mientras que el de muros una

alrededor de 5; es necesario enfatizar que una diferencia de 1, en términos de ductilidad, es considerable, ya que la mayor parte de la muestra de edificios desarrolla una ductilidad cercana a 1.

Analizando Figura 9.55, se observa que en el caso de los edificios de muros de 35 y 40 pisos se comportan elásticamente frente al sismo demandante, mientras que en el caso de los edificios de marcos y mixtos los de una altura mayor a 20 pisos se comportan elásticamente, no siendo necesario desarrollar ductilidad para encontrar el punto de desempeño.

En el caso de los edificios analizados según el eje X, en la Figura 9.54 se nota que en los edificios de marcos, cuando el número de pisos es mayor a 10, el edificio se comporta elásticamente y en el caso de los edificios de estructuración mixta, cuando estos poseen más de 20 pisos, tienen un comportamiento elástico. Por lo tanto se afirma que mientras más alto el edificio (menos rígido) éste desarrolla una menor ductilidad, alcanzando un comportamiento elástico en algunos casos.

¿Cuál es relación de una menor rigidez con una menor ductilidad desarrollada?

Como se ha mencionado anteriormente la ductilidad es la capacidad que tiene el edificio para deformarse una vez que ya alcanzó su fluencia, por lo tanto un edificio más rígido alcanza antes la fluencia que uno más flexible y al alcanzar antes la fluencia, la estructura necesita desarrollar una mayor deformación (ductilidad) para lograr el punto de desempeño, que un edificio más flexible que alcanza después su punto de fluencia. Esto quiere decir que un edificio, mientras más flexible sea, debe desarrollar una menor ductilidad para alcanzar su punto de desempeño.

¿Es mejor que una estructura posea un comportamiento elástico?

Una estructura se comporta elásticamente cuando sus elementos estructurales, o mejor dicho los materiales de estos elementos, no han llegado a su punto de fluencia. El material de los edificios típicos en Chile es el hormigón armado (hormigón y acero). Cuando se diseña en hormigón armado, la condición de diseño considera que el hormigón está fisurado y el acero está fluyendo. Por lo tanto cuando se diseña un edificio, se espera que éste entre en su rango inelástico, pasando los límites de fluencia de sus materiales. Cuando un edificio no alcanza su límite de fluencia, quiere decir que algunos de los materiales usados no alcanzaron dicho límite, como es el caso del acero que no fluye, ya que en el caso del hormigón, éste se fisura a pequeñas deformaciones. A simple vista este último caso, donde el edificio no alcanza el rango inelástico, es mejor ya que al no existir estos problemas no son necesarias las reparaciones post sismo, pero hay un aspecto que no se puede dejar de lado, el económico. Si un edificio se comporta de manera elástica, quiere decir que si se hubiera diseñado, con un hormigón menos resistente o sus elementos estructurales tuvieran otras dimensiones o se le hubiera colocado una menor cantidad de armadura en sus elementos estructurales, etc, hubiera alcanzado su límite de fluencia y se hubiera aprovechado de mejor manera el diseño realizado (recursos). Por estas razones es que la mayor parte de los diseños se realizan para que la estructura alcance su punto de fluencia, pero tampoco quiere decir que de la otra manera esté mal diseñado. Es importante recalcar que independiente de que si el

edificio se comporta elásticamente o de manera inelástica, éste siempre tiene que estar diseñado bajo las consideraciones de la Norma Sísmica Chilena.

A continuación se observaran los gráficos con las aceleraciones a las cuales se ven sometidos los edificios:

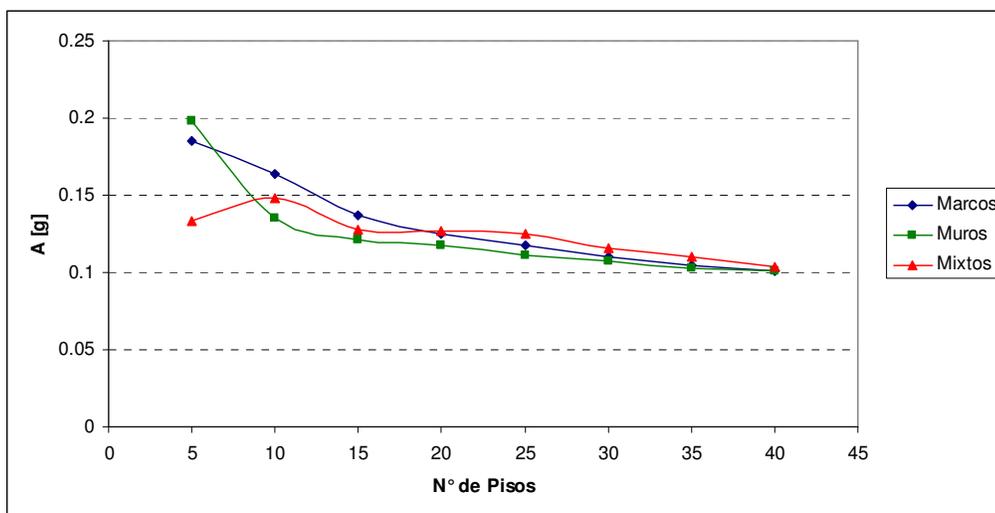


Figura 9.56: Aceleración en el Punto de Desempeño. Eje X

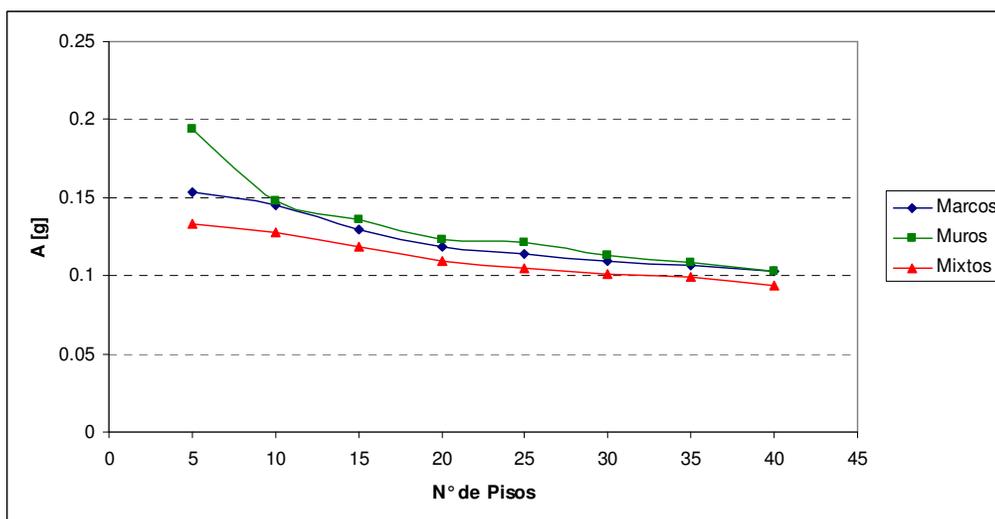


Figura 9.57: Aceleración en el Punto de Desempeño. Eje Y

La primera pregunta que uno se realiza cuando observa los gráficos con los resultados de las aceleraciones es por qué éstas disminuyen mientras más alto es el edificio. La respuesta directa a esta pregunta no tiene relación directa con la altura del edificio, sino con el período que éste posee. Aunque considerar el período que se obtuvo en el análisis sísmico de la estructura no sería correcto en todos los casos, ya que cuando la estructura tiene un desempeño inelástico, ésta varía su período con respecto al calculado anteriormente. En algunos casos puede aumentar considerablemente con la aparición de rótulas plásticas, flexibilizando la estructura.

Si se observa la Figura 9.58, donde se ilustra el espectro de diseño elástico, utilizado en este estudio, se nota cómo varía la aceleración con el período de las estructuras. Se observa que en su primera parte la aceleración aumenta con el período, para períodos muy pequeños, y una segunda donde la aceleración decae mientras aumenta el período, en esta segunda parte es donde se sitúan la mayor cantidad de los edificios de la muestra.

A continuación se presentan algunos ejemplos, con el fin de comparar las aceleraciones obtenidas con las obtenidas del espectro, todos los casos tienen un comportamiento elástico para así evitar el problema antes nombrado:

- Edificio de Marcos de 30 pisos:
Analizado según el eje X,
Período, según el análisis sísmico: 2.3 [seg],
Aceleración según el espectro, Figura 9.58: 0.08 [g],
Aceleración entregada según Figura 9.56; 0.11 [g].
- Edificio de Muros de 40 pisos:
Analizado según el eje Y,
Período, según el análisis sísmico: 1.82 [seg],
Aceleración según el espectro, Figura 9.58: 0.1 [g],
Aceleración entregada según Figura 9.57: 0.103 [g].
- Edificio Mixto de 40 pisos:
Analizado según el eje X,
Período, según el análisis sísmico: 2.73 [seg],
Aceleración según el espectro, Figura 9.58: 0.07 [g],
Aceleración entregada según Figura 9.56; 0.1 [g].

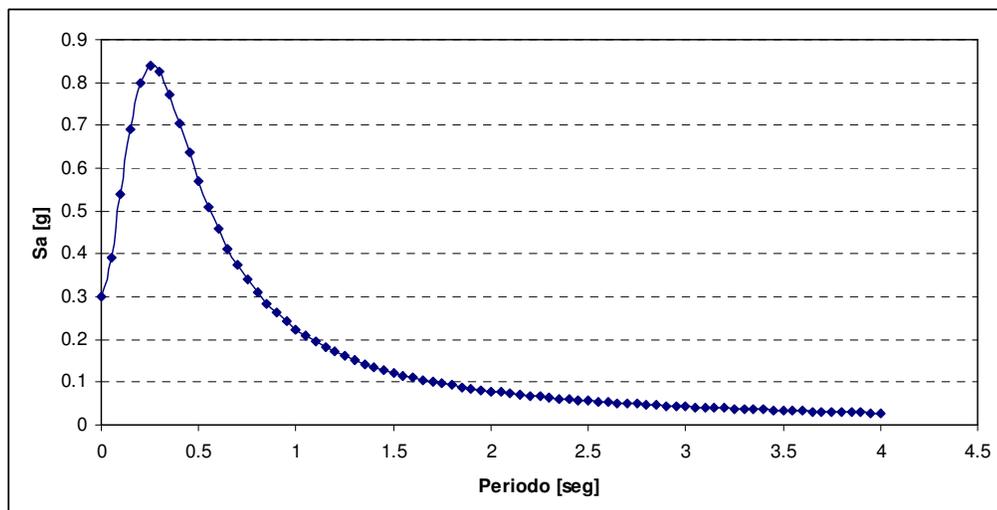


Figura 9.58: Espectro de Diseño

Lo que se busca, realizando los ejemplos anteriores, es validar los resultados de la Figura 9.56 y Figura 9.57, y aunque no todos los resultados hayan sido exactos, están bastante cerca de la realidad. Cuando se mencionó que la aceleración de desempeño dependía del período de la estructura, lo que se quiso decir es que depende del lugar del gráfico en donde el período de la estructura esté situado. En la mayoría de los edificios (que se comportan elásticamente) sus períodos están en la segunda parte del espectro, mientras más alto el período menor es la aceleración, esto se ve en los resultados de las aceleraciones en el punto de desempeño, que se observa cómo ésta decrece mientras aumenta el número de pisos, bajo el supuesto que mientras más alto es el edificio, mayor es su período. Existen recomendaciones de que se modifique la primera parte del espectro, como se muestra en la Figura 9.59, porque si una estructura está en esa parte del espectro y debido a un sismo aparecen rótulas plásticas, la estructura perderá rigidez, aumentando su período y su aceleración solicitante, lo que no sería recomendable.

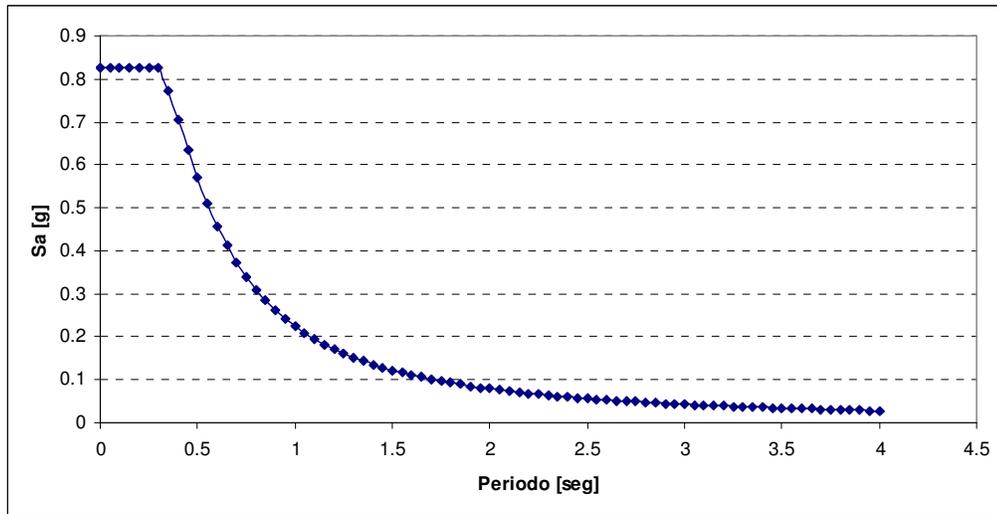


Figura 9.59: Espectro Modificado

La Tabla 2.1 (capítulo 2) contiene los valores de los desplazamientos objetivos y ductilidad para cada nivel de desempeño. En el estudio actual se está trabajando para un nivel de desempeño de Daño Controlado, el desplazamiento objetivo máximo para este nivel de desempeño es 0.015 y ductilidad 3. A continuación se muestran los desplazamientos de los edificios estudiados y se comparan con el desplazamiento objetivo correspondiente.

Tabla 9.26: Nivel de Desempeño

Edificios de Marcos					
Eje X			Eje Y		
Pisos	$\delta t/Ht$	μ	Pisos	$\delta t/Ht$	μ
5	0.003185	2.18	5	0.003047	2.86
10	0.002044	1.32	10	0.001895	1.84
15	0.001619	1	15	0.001513	1.23
20	0.001369	1	20	0.001276	1
25	0.001393	1	25	0.001119	1
30	0.001078	1	30	0.001012	1
35	0.000970	1	35	0.000916	1
40	0.000897	1	40	0.000849	1
Edificios de Muros					
Pisos	$\delta t/Ht$	μ	Pisos	$\delta t/Ht$	μ
5	0.001113	4.82	5	0.001105	4.98
10	0.001440	4.57	10	0.001502	3.59
15	0.001127	2.92	15	0.001166	2.4
20	0.000949	2.27	20	0.001038	1.69
25	0.000852	1.74	25	0.000916	1.28
30	0.001024	1.42	30	0.000823	1.1
35	0.000701	1.23	35	0.000753	1
40	0.000648	1.06	40	0.000699	1
Edificios Mixtos					
Pisos	$\delta t/Ht$	μ	Pisos	$\delta t/Ht$	μ
5	0.002640	4.11	5	0.003113	3.15
10	0.002465	2.11	10	0.001993	1.82
15	0.001435	1.46	15	0.001583	1.18
20	0.001195	1.08	20	0.001307	1
25	0.001055	1	25	0.001146	1
30	0.000939	1	30	0.001018	1
35	0.000856	1	35	0.000921	1
40	0.000787	1	40	0.000845	1

Comparando los resultados de la Tabla 9.26, se observa que todos los modelos estudiados cumplen con la condición que impone el Nivel de desempeño de “Daño Controlado”, según el parámetro “ $\delta t/Ht$ ” < 0.015. Los edificios que tienen un mayor desplazamiento objetivo son:

- Marcos 5 y 10 pisos.
- Muros 10 y 15 pisos.
- Mixtos 5 y 10 pisos.

El desplazamiento objetivo (D.O.) está inversamente relacionado con la altura del edificio, por lo tanto los edificios de mayor altura no presentan los mayores desplazamientos objetivos de la muestra, aunque estos son los que más se desplazan. Según VISION 2000 (Ref. 5), un edificio que cumpla con el

nivel de desempeño de Daño Controlado, podrá presentar daños significativos, pero deberá quedar con una reserva adecuada para evitar el colapso.

Observando los valores de μ de la Tabla 9.26 se aprecia que existen algunos edificios en donde la ductilidad sobrepasa el valor que impone el nivel de daño controlado, para un sismo como el de la Norma Chilena. Estos casos son:

- Muros 5 y 10 pisos.
- Mixtos de 5 pisos.

Estos edificios al tener que desarrollar una ductilidad mayor a la que se recomienda para el nivel de daño controlado, no tendrían el desempeño estructural correspondiente a éste nivel, teniendo importantes daños estructurales, por lo que se considerarían sísmicamente vulnerables. Aunque si en el análisis de estos modelos se considera la elasticidad de las fundaciones del edificio, el comportamiento sísmico puede mejorar. La restricción de la ductilidad no lo impone VISION 2000, sino es una recomendación de la Referencia 2.

En cuanto a los resultados obtenidos por el Método Inverso (F.S.), se observa en la Tabla 9.25 que existen varios modelos que poseen un factor de seguridad cercano a 1, lo que quiere decir que dichas estructuras son apenas capaces de tener un comportamiento adecuado frente a la demanda que impone la norma Chilena Sísmica.

Nota: No se profundizó demasiado en los factores de seguridad porque en el capítulo de Conclusiones y Recomendaciones se ahonda más en este tema.

Capítulo 10: Conclusiones y Recomendaciones.

Observando los comentarios finales del capítulo 5, se aprecia que los principales problemas que se detectaron con los parámetros del perfil Bío-Sísmico fueron en los edificios de baja altura, en especial en los de muros. Estos problemas se basan en la alta rigidez que presentan los modelos en cuestión. Otro problema que detectó el análisis del perfil es el acoplamiento entre el período traslacional y rotacional, especialmente en los modelos de muros de baja altura.

La alta rigidez que presentaron los edificios de muros de 5 y 10 pisos se debe, especialmente, a sus bajas alturas y a la cantidad de metros lineales de muros en plantas, aunque en los valores de la Tabla 4.12, se nota que para los edificios de 5 pisos el espesor de los muros es de 0.2, presentando una densidad de muros por planta aproximadamente 2.2 [%], por lo cual están en el rango que recomienda la Norma Chilena Sísmica. Este parámetro combinado con la baja altura del edificio, desencadena en una alta rigidez del edificio. Por lo tanto, cuando se diseñan edificios de baja altura, es imperioso que se revise la densidad de muros por planta, en ambos ejes, para evitar así rigideces excesivas.

Observando la Tabla 4.13, se aprecia que la densidad de muros por planta en los edificios mixtos es extremadamente baja, por lo cual estos edificios tienen un comportamiento similar a los de marcos. Esto se puede apreciar en casi todos los gráficos, donde el comportamiento de los edificios mixtos es similar a los edificios de marcos.

Un parámetro muy importante en el perfil bío-sísmico, ya que detecta problemas que ningún otro parámetro detecta y es el único parámetro que considera el rango no lineal del comportamiento de la estructura, es el factor de reducción espectral R^{**} . La mayoría de los modelos presentaron un R^{**} menor que 3, por lo que no necesitan un análisis adicional al normativo. En algunos casos R^{**} tiene un valor superior a 3, para lo que se recomienda un análisis, tipo Pushover. Estos casos son los siguientes:

- Marcos 5, 10 pisos
- Muros 5, 10, 15, 20, 25 pisos
- Mixtos 5, 10 pisos

Precisamente un análisis no lineal, capacidad – demanda, es lo que se realizó en la segunda parte del estudio, en el cual se verifica si los casos en donde R^{**} estaba entre 3 y 7 presentaban problemas.

En la segunda parte de este estudio se realizó un análisis no lineal del comportamiento de la estructura, mediante el procedimiento Capacidad – Demanda, el cual está explicado con mayor detalle en

el capítulo 2. Con este procedimiento se obtuvo el punto de desempeño del edificio y con el método inverso se calculó el factor de seguridad del edificio.

En la Figura 7.12 y Figura 7.13, se aprecia la excesiva rigidez de los edificios de muros de baja altura, en especial el de 5 pisos. La diferencia de rigideces entre los edificios de muros de 5 pisos y los demás de dicha altura, se puede observar también en la Figura 7.1 con lo cual se puede complementar y/o corregir los comentarios de los resultados del perfil bío-sísmico, de que los edificios de muros de 5 pisos poseen una gran rigidez, mientras que los de 10 pisos siguen teniendo una alta rigidez, pero no excesiva.

Observando la Figura 9.54 y la Figura 9.55 se nota que existen varios modelos que sobrepasan el límite que impone el nivel de desempeño: Daño Controlado de que $\mu \leq 3$, estos son: muros de 5 y 10 pisos; mixto de 5 pisos. Por lo tanto estos modelos tendrán un desempeño estructural de Nivel de Desempeño Último, teniendo serios problemas estructurales

En conclusión: los edificios de muros de 5 y 10 pisos; mixtos de 5 pisos, no tendrán el desempeño estructural descrito en la Tabla 2.1, según la ductilidad permitida, ya que según el desplazamiento objetivo que impone VISION 2000, todos los edificios están en los rangos permitidos, siendo los nombrados anteriormente los más cercanos al límite. Aunque se deben cumplir las dos restricciones (μ y δ/H) para cumplir con el nivel de desempeño impuesto por la Tabla 2.1, por lo que los edificios de muros de 5, 10 pisos y mixto de 5 pisos no cumplen con el nivel de desempeño de Daño controlado

En la Figura 9.54 y la Figura 9.55, se observa que una gran parte de los modelos no deben desarrollar ductilidad para alcanzar su punto de desempeño, es decir, $\mu=1$. Anteriormente (capítulo 9) se comentó que un edificio que no desarrollaba ductilidad era porque se diseñó de manera sobredimensionada, pero la interrogante es ¿Por qué el edificio se diseñó de tal forma? La norma Chilena sísmica impone un factor de amplificación de corte mínimo, en el presente se utilizó un corte basal mínimo de 5 [%] del peso total del edificio. Este factor amplifica el espectro de diseño y por consecuencia los esfuerzos de todos los elementos estructurales, por lo tanto se diseñan con una sollicitación mayor a la necesaria, en consecuencia el factor de amplificación por corte mínimo le entrega cierta seguridad al edificio. Los edificios en donde el factor de amplificación es alto, no deben desarrollar ductilidad. En la Figura 9.54 y la Figura 9.55, se aprecian los casos en que los edificios tienen ductilidad uno y en la Tabla 4.10, se observan los factores de amplificación. Se concluye que en los edificios donde el factor de amplificación por corte mínimo es mayor que 3, estos no deben desarrollar ductilidad ($\mu = 1$), ya que el factor de amplificación le entrega una seguridad adicional, tanto que la estructura se comporta de manera elástica.

En cuanto a los factores de seguridad, en la Tabla 9.25, se observa que todos los edificios poseen un factor de seguridad mayor que 1, por lo cual todos debieran comportarse adecuadamente frente a un sismo de las mismas dimensiones de la norma.

En la Figura 9.51 y la Figura 9.52 se observa que el factor de seguridad, según la fórmula (9.1), aumenta mientras más alto es el edificio, alcanzando valores cercanos a 30 en el edificio de marcos de 40 pisos, en el eje X. Esto quiere decir que el edificio de marcos de 40 pisos puede resistir aceleraciones (en el eje X) 30 veces más grande que las aceleraciones del sismo que dicta la norma. El factor de seguridad del edificio ejemplificado es tan alto debido a su alto factor de amplificación por corte mínimo. Mientras que en los edificios de baja altura los factores de seguridad son cercanos a 1 (marcos 5 pisos; mixtos 5 y 10 pisos; muros 5 y 10 pisos).

Por lo tanto, si se amplifica por F.A, se está utilizando la respuesta elástica “pura” como nivel de comparación. Por el contrario, si no se multiplica por F.A, se está incluyendo el F.A. como parte del espectro de diseño y, en consecuencia, deja de ser parte de F.S.

A continuación se muestran los datos del factor de seguridad, pero sin amplificarlo por el factor por corte mínimo:

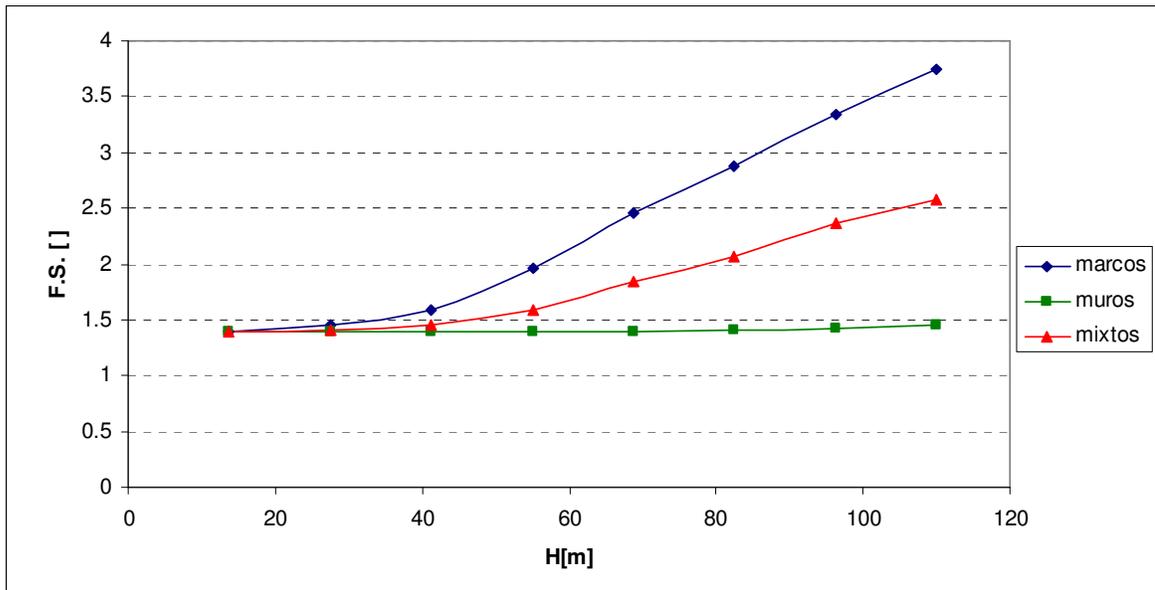


Figura 10.1: Factor de seguridad, eje X, sin F.A.

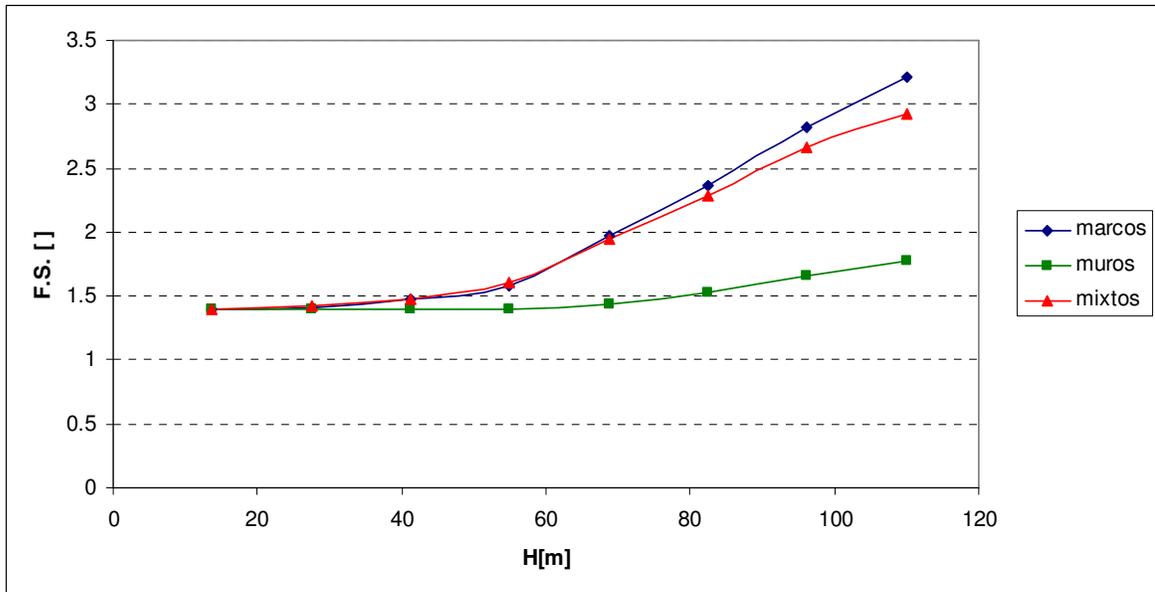


Figura 10.2: Factor de seguridad, eje Y, sin F.A.

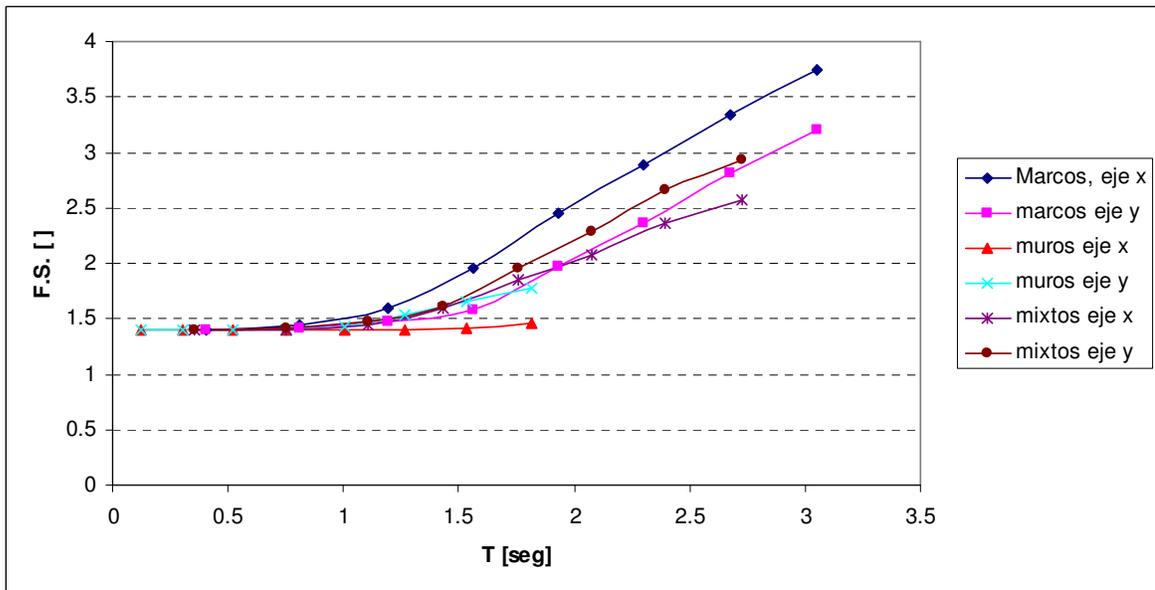


Figura 10.3: Factor de seguridad, sin F.A.

Las Figura 10.1, Figura 10.2 y Figura 10.3 representan el factor de seguridad de la estructura si no se hubiera utilizado el factor de amplificación por corte mínimo (o de reducción por corte máximo), en otras palabras, si se hubieran utilizado tal cual los esfuerzos que entrega el análisis modal espectral. Si se comparan las figuras nombradas anteriormente con las Figura 9.51, Figura 9.52 y Figura 9.53 se observan grandes diferencias, ya que el mayor factor de seguridad en este caso es 3.7, 10 veces menor que en el mismo caso, pero que si se incluyó el factor de amplificación. Con esto se puede concluir que el factor de amplificación por corte mínimo es un factor que le proporciona seguridad al edificio, ya que amplifica los esfuerzos, aumentando la armadura requerida y capacidad del elemento, por ende, del edificio. En los edificios de menores alturas casi no existe diferencia entre los dos factores de seguridad calculados, esto se debe a que el factor de amplificación es cercano a 1. Lo observado en las figuras

Figura 10.1, Figura 10.2 y Figura 10.3 representa el comportamiento de los edificios si la Norma Chilena Sísmica no tuviera la restricción del corte mínimo. En resumen, aunque todos los edificios tienen un factor de seguridad mayor que 1, los flexibles son evidentemente más seguros, esto se debe principalmente a la seguridad que les entrega el factor de amplificación por corte mínimo en el diseño normativo, por lo que se puede aseverar que los edificios flexibles poseen una baja vulnerabilidad sísmica, mientras que los más rígidos son propensos a ser vulnerables sísmicamente.

A continuación se ilustra unos gráficos extraídos de la referencia 2, en los cuales se grafican los factores de seguridad v/s altura y período.

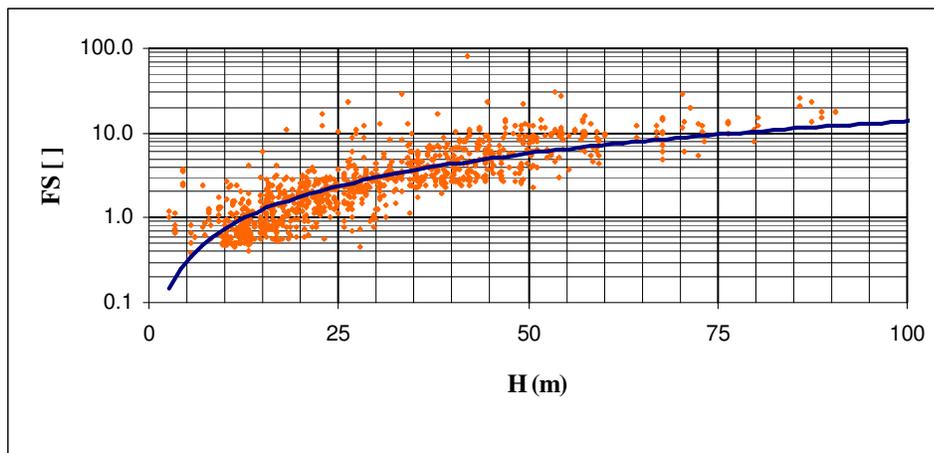


Figura 10.4: Factor de Seguridad en función de la altura.

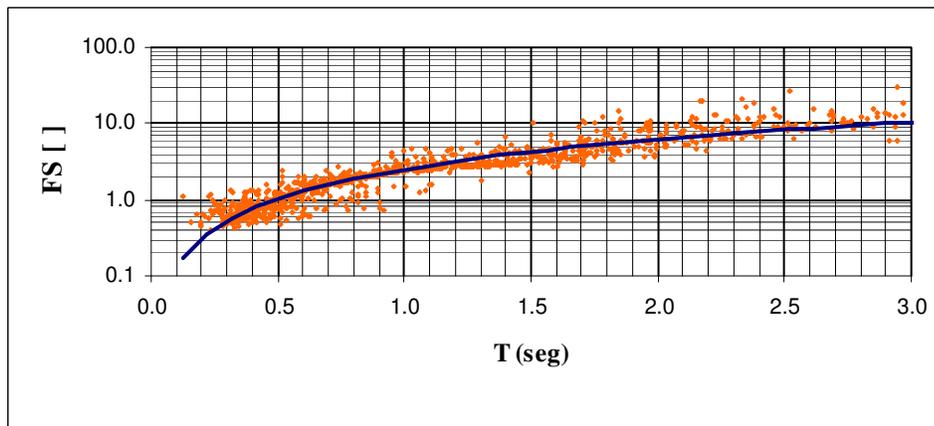


Figura 10.5: Factor de Seguridad en función del período.

En la Figura 10.4 se nota en la línea de tendencia, que cuando los edificios son de 12.5 [m] el factor de seguridad es 1, mientras que en la Figura 10.5 cuando el período fundamental de la estructura es 0.5 el factor de seguridad de la estructura es 1.

A continuación, para realizar una adecuada comparación, se grafican los Factores de Seguridad calculados en el presente (en escala logarítmica), sobrepuesto con los F.S. de la Figura 10.4 y Figura 10.5

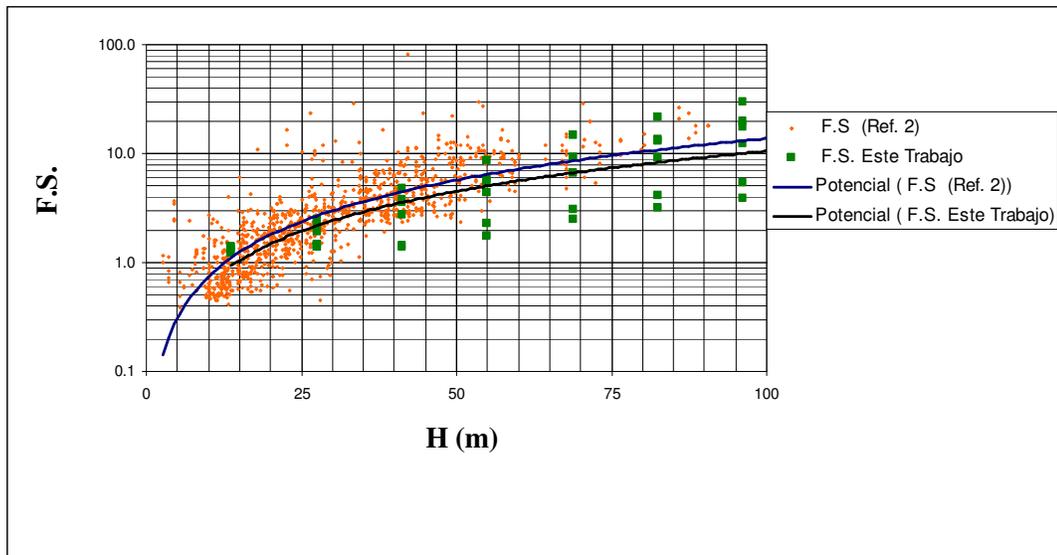


Figura 10.6: Factor de Seguridad en escala logarítmica

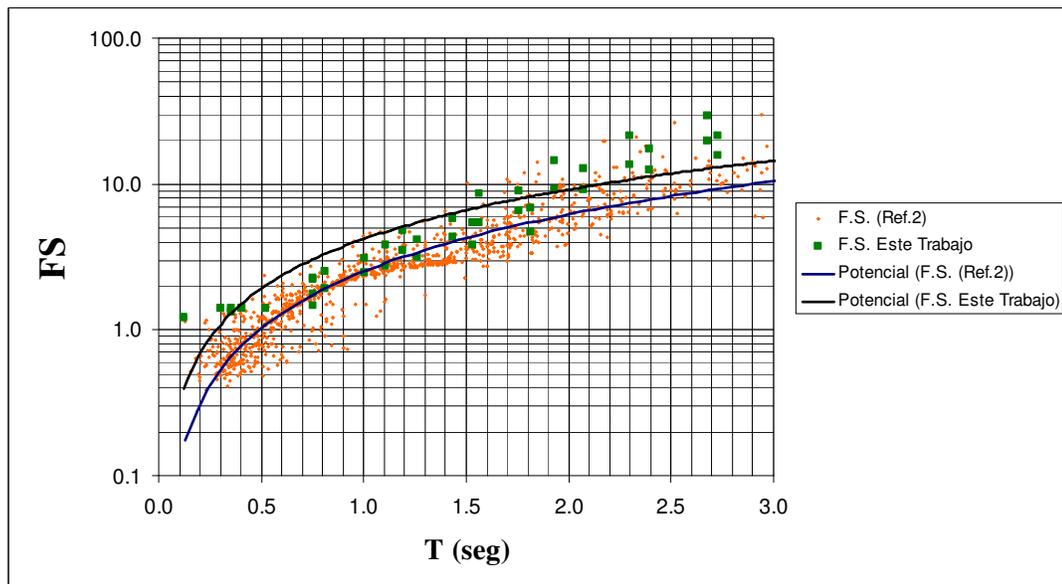


Figura 10.7: Factor de Seguridad en escala logarítmica

En la Figura 10.6, observando los F.S. obtenidos en el presente estudio se aprecia que en la altura de 12.5 [m] el promedio de los edificios, tiene un F.S. igual a 1.2 aprox. Mientras que en la Figura 10.7 en el período de 0.5 [seg] el F.S. corresponde a 1.4 aprox. Si bien los valores de este estudio son levemente mayores a los de la referencia 2, esto se debe a que son edificios estándar chilenos y sin ninguna singularidad o discontinuidad en sus plantas y/o elevaciones, por lo cual era de esperar que sus factores de seguridad fueran levemente superiores a la muestra de edificios reales del estudio nombrado

anteriormente. Lo importante es que la forma de la curva y la tendencia de ésta son similares en los dos estudios.

A continuación se presenta un resumen con las conclusiones y recomendaciones finales:

- 1. Los edificios de muros de baja altura, poseen una alta rigidez, por lo que para su diseño se debe poner especial énfasis en la rigidez de estos. Para reducir la rigidez de un edificio se puede disminuir las dimensiones de las vigas sísmicas y otros elementos estructurales diseñados. También se debe revisar la densidad de muros por plantas.**
- 2. Los edificios extremadamente rígidos son vulnerables sísmicamente, mientras que los flexibles poseen una baja vulnerabilidad sísmica.**
- 3. El factor de amplificación por corte mínimo, es un factor de seguridad implícito en el diseño de los edificios, impuesto por la Norma Chilena Sísmica. Éste es más notorio en los edificios más flexibles.**
- 4. Los casos en que R^{**} , sugirió un segundo análisis fueron los que poseían los F.S. más bajos, siendo vulnerables sísmicamente.**
- 5. El calculo del Factor de Seguridad se realizó con la siguiente fórmula:**

$$F.S = 1.4 \cdot f.s \cdot F.A$$

Donde

$f.s$ = Es el factor de seguridad encontrado con la rutina del anexo 2.5 y calculado con la formula (9.2).

1.4 = Es el factor de sobrediseño, correspondiente al R^{**}

F.A = Es el factor de amplificación por corte mínimo (o reducción por corte máximo)

Es importante destacar que F.S. puede tener otras expresiones, sujetas a aspectos que el usuario estime más relevantes.

Capítulo 11: Referencias.

1. T. Guendelman, M. Guendelman, J. Lindenberg. “Perfil Bio-Sísmico de Edificios”, VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, La Serena 1997.
2. T. Guendelman, M. Guendelman, J. Lindenberg, F. Leyton, A. Eisenberg. “Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena”, VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, La Serena 1997.
3. P. Bartolomé, T. Guendelman, M. Moroni. “Proposiciones Relativas al Análisis Sísmico no Lineal de Edificios Altos de Hormigón Armado Estructurados con Marcos Rígidos”
4. Instituto Nacional de Normalización, “Diseño Sísmico de Edificios”, Norma NCh433.Of96, 1996.
5. Structural Engineers Association of California, “Performance Based Seismic Engineering of Buildings – VISION2000”, 1995
6. Building code requirements for structural concrete, ACI 318 2005
7. T. Guendelman, J. Lindenberg. “Análisis Estático No Lineal”, Capítulo 13: Procedimiento Capacidad – Demanda.
8. A.K. Chopra and Goel, K.R., “Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum”; Earthquake Spectra, Volumen 15, Numer 4, November 1999.

Anexo 1
Parámetros del Perfil Biosísmico

1.1. Edificios de Marcos

Tabla 1.1: Marcos 5 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	34.05	39.079
Efecto P- Delta	[]	0.004	0.003
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.38	0.333
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.497	0.445
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.047	0.082
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.665	0.763
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	5.038	4.769

Tabla 1.2: Marcos 10 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	33.841	39.347
Efecto P- Delta	[]	0.009	0.006
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.465	0.351
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.66	0.49
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.058	0.085
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.645	0.75
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	3.651	4.421

Tabla 1.3: Marcos 15 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	34.638	40.616
Efecto P- Delta	[]	0.013	0.009
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.62	0.472
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.879	0.645
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.084	0.123
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.627	0.735
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	2.278	2.792

Tabla 1.4: Marcos 20 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	35.217	41.239
Efecto P- Delta	[]	0.016	0.012
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.756	0.578
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	1.095	0.814
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.113	0.163
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.619	0.725
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	1.629	2.022

Tabla 1.5: Marcos 25 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	35.578	41.464
Efecto P- Delta	[]	0.02	0.015
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.881	0.677
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	1.307	1.018
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.142	0.205
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.615	0.716
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	1.259	1.573

Tabla 1.6: Marcos 30 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	35.847	41.476
Efecto P- Delta	[]	0.024	0.018
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.992	0.769
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	1.511	1.225
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.172	0.247
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.611	0.707
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	1.027	1.289

Tabla 1.7: Marcos 35 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	35.982	41.239
Efecto P- Delta	[]	0.028	0.021
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	1.092	0.855
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	1.723	1.434
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.202	0.29
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.61	0.699
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	0.871	1.095

Tabla 1.8: Marcos 40 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	36.039	40.948
Efecto P- Delta	[]	0.032	0.024
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	1.182	0.931
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	1.934	1.638
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.232	0.333
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.609	0.692
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	0.761	0.961

1.2. Edificios de Muros

Tabla 1.9: Muros 5 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	111.649	112.11
Efecto P- Delta	[]	0	0
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.058	0.057
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.068	0.067
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.016	0.024
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	1.065	1.069
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	3.287	3.268

Tabla 1.10: Muros 10 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	98.233	90.86
Efecto P- Delta	[]	0.001	0.001
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.141	0.16
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.174	0.199
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.041	0.058
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	1.026	0.949
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0.001	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	4.32	4.473

Tabla 1.11: Muros 15 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	91.631	79.494
Efecto P- Delta	[]	0.002	0.002
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.154	0.174
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.19	0.221
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.041	0.049
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.98	0.85
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0.001	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	5.248	5.486

Tabla 1.12: Muros 20 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	87.745	72.897
Efecto P- Delta	[]	0.003	0.004
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.176	0.247
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.222	0.32
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.044	0.063
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.938	0.779
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0.001
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	4.612	3.826

Tabla 1.13: Muros 25 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	84.947	68.524
Efecto P- Delta	[]	0.003	0.005
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.217	0.292
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.279	0.402
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.053	0.074
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.9	0.726
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0.004	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	3.576	3.083

Tabla 1.14: Muros 30 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	82.604	65.289
Efecto P- Delta	[]	0.004	0.007
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.25	0.332
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.341	0.494
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.062	0.089
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.864	0.683
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	2.958	2.596

Tabla 1.15: Muros 35 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	80.568	62.737
Efecto P- Delta	[]	0.005	0.008
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.28	0.374
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.41	0.597
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.072	0.104
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.83	0.646
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0.001
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	2.534	2.209

Tabla 1.16: Muros 40 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	78.623	60.54
Efecto P- Delta	[]	0.006	0.01
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.309	0.418
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.483	0.703
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.082	0.119
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.799	0.615
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	2.212	1.908

1.3. Edificios Mixtos.

Tabla 1.17: Mixto de 5 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	54.583	38.711
Efecto P- Delta	[]	0.002	0.003
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.228	0.354
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.272	0.428
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.065	0.08
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	1.056	0.749
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	4.365	4.787

Tabla 1.18: Mixto de 10 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	49.454	36.571
Efecto P- Delta	[]	0.004	0.007
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.262	0.437
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.329	0.556
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.065	0.094
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.943	0.698
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	5.421	3.943

Tabla 1.19: Mixto de 15 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	48.28	37.298
Efecto P- Delta	[]	0.006	0.011
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.374	0.559
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.479	0.764
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.09	0.136
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.863	0.667
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	3.391	2.602

Tabla 1.20: Mixto de 20 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	48.222	38.348
Efecto P- Delta	[]	0.008	0.013
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.451	0.654
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.612	1.004
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.12	0.179
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.815	0.648
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	0
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	2.502	1.96

Tabla 1.21: Mixto de 25 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	48.475	39.18
Efecto P- Delta	[]	0.011	0.016
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.52	0.737
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.764	1.24
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.151	0.221
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.783	0.633
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	1.979	1.578

Tabla 1.22: Mixto de 30 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	48.833	39.807
Efecto P- Delta	[]	0.013	0.019
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.58	0.808
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	0.915	1.468
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.181	0.263
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.759	0.619
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	1.641	1.333

Tabla 1.23: Mixto de 35 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	49.122	40.162
Efecto P- Delta	[]	0.014	0.021
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.635	0.871
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	1.067	1.697
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.212	0.305
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.74	0.605
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	1.408	1.163

Tabla 1.24: Mixto de 40 pisos

Indicador Sísmico	Ud	Dirección X	Dirección Y
Altura Total / Periodo Traslacional	[m/s]	49.407	40.32
Efecto P- Delta	[]	0.016	0.024
Desplazamiento total Nivel Superior	[]	0.683	0.925
Máx. Desplaz. de entre piso en CG.	[]	1.216	1.916
Máx. Desplaz. de entre piso en puntos extremos	[]	0.243	0.345
Periodo Rotacional / Periodo Traslacional	[]	0.723	0.59
Masa eq. rotac acoplada / Masa eq. traslac. directa	[]	0	0
Excentricidad Dinam. (Mt/Qb) / Radio de Giro Basal	[]	0	0
Masa eq. Tras. Acoplada / Masa eq. Tras. directa.	[]	0	0
Corte basal Indirecto (Qb) / Corte basal directo (Qb)	[]	0	0
Mto. basal Indirecto (Mb) / Mto. basal directo (Mb)	[]	0	0
N° elementos relevantes	[]	0	
Factor de Reducción Espectral Efectiva	[]	1.243	1.044

Anexo 2
Rutinas realizadas en MATLAB.

2.1. Cálculo de Armadura de borde de columnas y muros.

```

function PM = pm(L,e,archivo)
% Calcula diagrama P-M, dimensiones en mm, MPa,

fc = 20;      %Resistencia Hormigon
fy = 420;     %Resistencia Acero
Es = 200000;  %Modulo Elasticidad Acero
ecu = 0.003;  % ruptura hormigon
des = 0.00001; % delta es
rec = 100;    % recubrimiento armadura
d = L - rec;

Asm = [452, 603, 804, 1018, 1272, 1521, 2036, 2463, 3695, 5542]; % Se crean los
diagramas de interacción para estas armaduras

for i=1:length(Asm) % Se inicia la elaboración de los diagramas
    As =Asm(i);
    Pu = 0;      Mu = 0; % variable de inicio
    es = 0; % deformacion del acero traccionado

while es < 0.005

    c = ecu*d/(es + ecu) ;
    a = 0.85*c;
    es1 = ecu*(rec-c)/c; % Deformacion a compresión
    T1 = -As*fy; % Acero a Compresión (negativo)

    if es<0.0021
        T2 = As*Es*es; % Acero a Traccion (positivo)
    else
        T2 = As*fy;
    end % Acero a Traccion (positivo)

    C = -0.85*fc*e*a; % Hormigon a Compresion (negativo)
    if es < 0.002
        phi = 0.65;
    elseif (es > 0.002) & (es < 0.005)
        phi = 83.33*es + 0.483;
    else
        phi = 0.9
    end

    pu = phi*(-(C + T1 + T2)*10^-4); %Sumatoria Fuerza (Positivo ->
Compresion)
    mu = phi*(-( T1*(L/2-rec) + C*(L/2-a/2) - T2*(d-L/2))*10^-7); % Momento
en torno al centro del elemento

    Pu = [Pu;pu];
    Mu = [Mu;mu];
    es = es + des; % Aumento es en ds

end

Pu(1) = 0.8*0.7*(0.85*fc*e*(L-2*rec)+2*As*fy)*10^-4;
Mu(1) = 0;

```

```

Mo = 0.9*As*fy*(L-2*rec)*10^-7;    % 0.9 por la reducción de diseño 0.9*Mo

Pu = [Pu;0];
Mu = [Mu;Mo];

Pu = [Pu;-2*As*fy*10^(-4)];
Mu = [Mu;0];

plot(Mu,Pu,'LineWidth',2);
hold all
end    % Finde la construcción del diagrama de Interacción

datos=load('-ascii',archivo);    % Descargo el archivo con las solicitudes

[n m]=size(datos);
for i=1:n
plot(datos(i,1),datos(i,2),'r+'); % Dibujo los pares (M,P)
end

legend('452','603','804','1018','1272','1521','2036','2463','3695','5542')
hold off

```

2.2. Cálculo de Capacidad de Muros y Columnas.

```
function PM = pm(L, e, As1, archivo)
% Calcula diagrama P-M, dimensiones en mm, MPa,

datos=load('-ascii',archivo); %Descarga de los esfuerzos de carga axial

[n m]=size(datos);
Tu = [];
for i=1:n
Tu = [Tu;datos(i,1)];
end
Tu;

fc = 20; %Resistencia Hormigon
fy = 525; %Resistencia Acero
Es = 200000; %Modulo Elasticidad Acero

ecu = 0.003; % ruptura hormigon
des = 0.0001; % delta es
rec = 100; % recubrimiento armadura
d = L - rec;
es = 0; % deformación del acero traccionado
Pu = 0; Mu = 0; % variable de inicio
As = As1;

while es < 0.005 % Se Genera el diagrama de interacción

c = ecu*d/(es + ecu);
a = 0.85*c;
es1 = ecu*(rec-c)/c; % Deformación a compresión

T1 = -As*fy; % Acero a Compresión (negativo)
if es<0.0021
T2 = As*Es*es; % Acero a Tracción (positivo)
else T2 = As*fy;
end

C = -0.85*fc*e*a; % Hormigón a Compresión (negativo)
%if
pu = -(C + T1 + T2)*10^-4; %Sumatoria Fuerza (Positivo -> Compresión)
mu = -( T1*(L/2-rec) + C*(L/2-a/2) - T2*(L/2-rec))*10^-7; % Momento en
torno al centro del elemento

Pu = [Pu;pu];
Mu = [Mu;mu];
es = es + des; % Aumento es en ds

end

Pu(1) = (0.85*fc*e*(L-2*rec)+2*As*fy)*10^-4;
Mu(1) = 0;
Mo = As*fy*(L-2*rec)*10^-7;

Pu = [Pu;0];
```

```

Mu = [Mu;Mo];

plot (Mu,Pu);
hold all
for i=1:length(Tu)
Tu1=[0,2500];
Mu1=[Tu(i), Tu(i)];
Tu(i);
plot (Tu1,Mu1);
end
hold off

%for i=length(Tu)
% if Tu(i)>Pu(1)
%eliminar Tu(i) del vector

Mt = [];
for i=1:length(Tu) % Rutina que encuentra un M a partir de un P
dado, Tu es el vector de esfuerzos normal menos la combinación No sísmica, se
realiza para todos los elementos del vector Tu

jmin = 1; % Pu vector con los Pu que forman la curva del
diagrama de interacción

jmax = length(Pu);
jp = 0;
while true
if jmax - jmin ==1
break
end
j = round((jmin+jmax)/2);

if Pu(j)>Tu(i)
jmin = j;

elseif Pu(j)<Tu(i)
jmax=j;

else jp = j
break
end
end % Termina el while

if not(jp == 0)
mt = Mu(jp);

else
mt = (Tu(i) - Pu(jmin))*(Mu(jmax) - Mu(jmin))/(Pu(jmax) - Pu(jmin)) +
Mu(jmin); % Ecuación de la recta par un Pj que se encontra con el while

end
Mt = [Mt;mt];
end % Termina el for

m = Mt(1);

```

```

for i=2:length(Mt)           % Escojo el menor valor de momento, dentro del
vector Mt

    if m < Mt(i)
        m = m;
    else
        m = Mt(i);
    end
end
m                           % Capacidad del elemento
j =1;
while (true)                 % Encontramos la posición del minimo valor de de
la Matriz de flexión, Mt

    if (Mt(j) == m)
        break
    else
        j = j+1;
    end
end
j;
PP = Tu(j)

```

2.3. Transformación de curva Capacidad a Elastoplástica.

```

function CP = cp(To, pend, c, u1, capacidad, demanda)

% c = desplazamiento en el cual se da el colapso
cap=load('-ascii', capacidad); % Descargo el archivo con las capacidades
dem=load('-ascii', demanda); % Descargo el archivo con las aceleraciones y
periodos

[n1 m1]=size(cap);
[n2 m2]=size(dem);

%CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL EDIFICIO
FA = [];
DI = [];
for i=1:n1
    FA = [FA;cap(i, 1)]; % Vector con el factor de amplificacion
    DI = [DI;cap(i, 2)]; % Vector con el desplazamiento
end

% Calculo del punto de intersección
entre demanda y capacidad REAL(no sirve)
curvacap = interp1(DI,FA, (0:10^(-5):c)); %Curva capacidad real
desde 0 para compararla con demanda

pend; % Pendiente

%dy = 0.0195;
for (dy=0.07:10^(-5):0.07)

Sy = pend*dy;

Elastx = [0, dy, c];
Elasty = [0, Sy, Sy];

curvacap2 = interp1(DI,FA, (dy:10^(-5):c)); % Curva capacidad para
compararla con elastoplastica
curvaElast = interp1(Elastx, Elasty, (dy:10^(-5):c));

[l1 k1] = size(curvaElast);
[h1 j1] = size(curvacap2); % Encuentro el punto
de interseccion de la capacidad real con la elastoplastica
[mini1, l2] = min(abs(curvacap2-curvaElast));
nx1 = dy + 10^(-5)*l2; % Punto de
intersección entre las dos capacidades

curvacap3 = interp1(DI,FA, (0:10^(-5):nx1)); %Curva capacidad
real desde 0 hasra nx1
curvaElast3 = interp1(Elastx, Elasty, (0:10^(-5):nx1)); %Curva capacidad
elastoplastica desde 0 hasta nx1

a1 = cumtrapz((0:10^(-5):nx1), curvaElast3);

```

```

a2 = cumtrapz((0:10^(-5):nx1), curvacap3);

[ax1 ay1]=size(a1);
[ax2 ay2]=size(a2);

A1 = a1(ay1);
A2 = a2(ay2);
Af = abs(A1 -A2);

curvacap4 = interp1(DI,FA, (nx1:10^(-5):(u1*dy)));           %Curva
capacidad real desde nx1 hasta nx
curvaElast4 = interp1(Elastx, Elasty, (nx1:10^(-5):(u1*dy))); %Curva
capacidad elastoplastica desde nx1 hasta nx

b1 = cumtrapz((nx1:10^(-5):(u1*dy)), curvaElast4);
b2 = cumtrapz((nx1:10^(-5):(u1*dy)), curvacap4);

[bx1 by1]=size(b1);
[bx2 by2]=size(b2);

B1 = b1(by1);
B2 = b2(by2);
Bf = abs(B1 -B2);
dif = abs(Bf - Af)
if (dif < 10^(-6))
    break
end

end
Af
Bf
dy
nx1

```

2.4. Cálculo del Punto de Desempeño.

```
function CP = cp(To,pend,c,u1, capacidad, demanda)

% c = desplazamiento en el cual se da el colapso
cap=load('-ascii',capacidad); % Descargo el archivo con las capacidades
dem=load('-ascii',demanda); % Descargo el archivo con las aceleraciones y
periodos

[n1 m1]=size(cap);
[n2 m2]=size(dem);

%CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL EDIFICIO
FA = [];
DI = [];
for i=1:n1
    FA = [FA;cap(i,1)]; % Vector con el factor de amplificacion
    DI = [DI;cap(i,2)]; % Vector con el desplazamiento
end

% Calculo del punto de intersección
entre demanda y capacidad REAL(no sirve)
curvacap = interp1(DI,FA,(0:10^(-5):c)); %Curva capacidad real
desde 0 para compararla con demanda

pend; % Pendiente

%dy = 0.0195;
for (dy=0.206:10^(-5):0.2066)

Sy = pend*dy;

Elastx = [0, dy, c];
Elasty = [0, Sy, Sy];

curvacap2 = interp1(DI,FA,(dy:10^(-5):c)); % Curva capacidad para
compararla con elastoplastica
curvaElast = interp1(Elastx, Elasty,(dy:10^(-5):c));

[l1 k1] = size(curvaElast);
[h1 j1] = size(curvacap2); % Encuentro el punto
de interseccion de la capacidad real con la elastoplastica
[mini1,l2] = min(abs(curvacap2-curvaElast));
nx1 = dy + 10^(-5)*l2; % Punto de
intersección entre las dos capacidades

curvacap3 = interp1(DI,FA,(0:10^(-5):nx1)); %Curva capacidad
real desde 0 hasra nx1
curvaElast3 = interp1(Elastx, Elasty,(0:10^(-5):nx1)); %Curva capacidad
elastoplastica desde 0 hasta nx1

a1 = cumtrapz((0:10^(-5):nx1),curvaElast3);
a2 = cumtrapz((0:10^(-5):nx1),curvacap3);

[ax1 ay1]=size(a1);
[ax2 ay2]=size(a2);
```

```

A1 = a1(ay1);
A2 = a2(ay2);
Af = abs(A1 -A2);

curvacap4 = interp1(DI,FA, (nx1:10^(-5):(u1*dy))); %Curva
capacidad real desde nx1 hasta nx
curvaElast4 = interp1(Elastx, Elasty, (nx1:10^(-5):(u1*dy))); %Curva
capacidad elastoplastica desde nx1 hasta nx

b1 = cumtrapz((nx1:10^(-5):(u1*dy)), curvaElast4);
b2 = cumtrapz((nx1:10^(-5):(u1*dy)), curvacap4);

[bx1 by1]=size(b1);
[bx2 by2]=size(b2);

B1 = b1(by1);
B2 = b2(by2);
Bf = abs(B1 -B2);
dif = abs(Bf - Af)
if (dif < 10^(-6))
    break
end

end

Af
Bf
dy
nx1
Sy
%CALCULO DE LA DEMANDA DEL EDIFICIO

PER = [];
SA = [];

for i=1:n2
    PER = [PER;dem(i,1)];
    SA = [SA;dem(i,2)];
end

W=[];
for i=1:n2 % Calculo todos los w para cada periodo del espectro
W = [W,2*pi/PER(i)];
end

SD = [];
for i=1:n2 % Calculo todos los pseudo desplazamiento
SD = [SD,SA(i)*9.8/(W(i)^2)];
end

u =1; %Ductilidad
for (u=1:10^(-2):1)
du=u*dy;
m = (u-1)/To; % Pendiente del grafico R v/s T
SAi = [];
SDi = [];

```

```

for i=1:n2
    if PER(i) < To
        R=m*PER(i)+1;
        Sai = SA(i)/R;      % Aceleracion inelastica
        Sdi = SD(i)*u/R;    % Desplazamiento "inelastico"
    else
        R = u;
        Sai = SA(i)/R;
        Sdi = SD(i);

    end

    SAi=[SAi, Sai];
    SDi=[SDi, Sdi];
end
SAi;
SDi;
curvadem = interp1(SDi, SAi, (0:10^(-5):c));
curvaElast2 = interp1(Elastx, Elasty, (0:10^(-5):c));

[x1 y1]=size(curvaElast2);
[x2 y2]=size(curvadem);

[mini, 1] = min(abs(curvaElast2-curvadem));

ny = curvaElast2(1);
M = curvadem(1);
nx = 10^(-5)*1;          %Punto de intersección entre
                          capacidad elastplástica y demanda

if (abs(nx - du) < 10^(-3))
    break
end

end
mini
u
nx
%ny
du
plot(DI, FA);
    hold all

    plot (Elastx, Elasty)
grid on
xlabel('Sd [m]', 'FontSize', 12)
ylabel('Sa [g]', 'FontSize', 12)
%plot(SDi, SAi)
hold off

```

2.5. Cálculo del Factor de Seguridad.

```

function CP = cp(To, pend, c, dy, T, capacidad, demanda, H)

% c = desplazamiento en el cual se da el colapso
cap=load('-ascii', capacidad); % Descarga el archivo con las capacidades
dem=load('-ascii', demanda); % Descarga el archivo con las aceleraciones y
periodos

[n1 m1]=size(cap);
[n2 m2]=size(dem);

%CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL EDIFICIO
FA = [];
DI = [];
for i=1:n1
    FA = [FA;cap(i,1)]; % Vector con el factor de amplificacion
    DI = [DI;cap(i,2)]; % Vector con el desplazamiento
end
pend; % Pendiente

Sy = pend*dy;
Elastx = [0, dy, c];
Elasty = [0, Sy, Sy];
dy;
Sy;
%CALCULO DE LA DEMANDA DEL EDIFICIO
PER = [];
SA = [];

for i=1:n2
    PER = [PER;dem(i,1)];
    SA = [SA;dem(i,2)];
end

W=[];
for i=1:n2 % Calculo todos los w para cada periodo del espectro
    W = [W,2*pi/PER(i)];
end

SD = [];
for i=1:n2 % Calculo todos los pseudo desplazamiento
    SD = [SD,SA(i)*9.8/(W(i)^2)];
end

curvademD = interp1(SD,SA,(0:10^(-5):c));
curvaElast2D = interp1(DI,FA,(0:10^(-5):c));

[x1D y1D]=size(curvaElast2D);
[x2D y2D]=size(curvademD);
[miniD,1D] = min(abs(curvaElast2D-curvademD));

nyd = curvaElast2D(1D);
Md = curvademD(1D) %IMPORTANTE ----> ELASTICO
nxd = 10^(-5)*1D %Punto de intersección entre
capacidad elastplastica y demanda

```

```

hold all
plot (SD, SA, 'Linewidth', 1.3)

%plot (Elastx, Elasty, 'Linewidth', 1.3)

%DEMANDA INELASTICA
f =1; %Ductilidad
for (f=1:10(-3):1.5)
%du=u*dy;
% m = (u-1)/To; % Pendiente del grafico R v/s T
SAi = [];
SDi = [];
for i=1:n2

    Sai = SA(i)*f; % Aceleracion inelastica
    Sdi = SD(i)*f; % Desplazamiento "inelastico"

SAi=[SAi, Sai]; %Arreglar
SDi=[SDi, Sdi];
end
SAi;
SDi;
curvadem = interp1(SDi,SAi, (0:10(-5):c));
curvaElast2 = interp1(DI,FA, (0:10(-5):c));
[x1 y1]=size(curvaElast2);
[x2 y2]=size(curvadem);
[mini, l] = min(abs(curvaElast2-curvadem));
ny = curvaElast2(1);
M = curvadem(1);
nx = 10(-5)*1; %Punto de intersección entre
capacidad elastplastica y demanda
u=nx/dy;
nxd1=nx/H;

if (abs(nxd1-0.015)<10(-3))
    break
end

if (abs((u - 3))< 10(-2))
    break
end
end
end
nx
f
nxd1
M
Fs=M/Md
u

```