



UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación Sísmica de Sistemas Estructurales
Utilizando El Enfoque Energético**

Por

Jared Ulloa Miranda

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

Prof. Guía Joaquín Valenzuela

Diciembre, 2014

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Evaluación Sísmica de Sistemas Estructurales
Utilizando El Enfoque Energético

Por

Jared Ulloa Miranda

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

Prof. Guía Joaquín Valenzuela

Diciembre, 2014

Dedicatoria

Dedicado a mi familia y todos quienes fueron partícipes en este proceso

Agradecimientos

Agradezco primeramente a Dios por entregarme la sabiduría e inteligencia necesaria para emprender este camino y finalizarlo de la mejor manera posible.

En segundo lugar agradezco a mi familia y mi polola que siempre han estado dándome el apoyo necesario para terminar este paso y comenzar un nuevo camino en la vida.

Índice

LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS	6
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE TABLAS	10
LISTA DE GRÁFICOS	11
RESUMEN	14
CAPÍTULO I.....	15
1. INTRODUCCIÓN	15
1.1 <i>Planteamiento del problema</i>	15
1.2 <i>Obejtivos</i>	17
1.3 <i>Alcances</i>	18
1.4 <i>Metodología</i>	19
CAPÍTULO II.....	20
2. MARCO TEÓRICO	20
2.1 <i>Enfoque energético</i>	20
2.1.1 <i>Ventajas del enfoque energético</i>	25
2.2 <i>Metodologías de análisis utilizadas</i>	26
2.2.1 <i>Análisis no lineal modal (FNA)</i>	27
2.2.1.1 <i>Ejemplo de aplicación</i>	28
CAPÍTULO III.....	30
3. SOLICITACIONES Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA BASE	30
3.1 <i>Cargas y sobrecargas</i>	30
3.1.1 <i>Cargas permanentes</i>	30
3.1.2 <i>Cargas vivas o sobrecargas de uso</i>	30
3.1.3 <i>Sismo</i>	30
3.1.3.1 <i>Zona 3 Suelo C</i>	30
3.2 <i>Materiales</i>	33
3.2.1 <i>Hormigón</i>	33
3.2.2 <i>Armadura</i>	34
3.3 <i>Estructura</i>	34
3.3.1 <i>Criterio de rigidez mínima</i>	35
CAPÍTULO IV	39
4. ESTRUCTURA CON RESPUESTA ELÁSTICA	39
4.1 <i>Modos de vibrar</i>	40
4.2 <i>Análisis tiempo-historia</i>	41
4.2.1 <i>Características del modelo</i>	41
4.3 <i>Distribución de la energía</i>	41
4.4 <i>Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos</i>	44
4.5 <i>Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes</i>	45
CAPÍTULO V	47
5. ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL	47
5.1 <i>Diseño de elementos</i>	48
5.1.1 <i>Combinaciones de carga</i>	48
5.1.2 <i>Diseño de vigas</i>	49
5.1.3 <i>Diseño de columnas</i>	52

5.2	<i>Modos de vibrar</i>	55
5.3	<i>Análisis tiempo-historia</i>	55
5.3.1	<i>Características del modelo</i>	55
5.4	<i>Distribución de la energía</i>	56
5.5	<i>Aceleraciones y deformaciones relativas entrepisos</i>	59
5.6	<i>Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes</i>	60
CAPÍTULO VI		64
6.	ESTRUCTURA CON AISLACIÓN BASAL	64
6.1	<i>Modos de vibrar</i>	65
6.2	<i>Análisis tiempo-historia</i>	66
6.2.1	<i>Características del modelo</i>	66
6.3	<i>Distribución de la energía</i>	67
6.4	<i>Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos</i>	69
6.5	<i>Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes</i>	70
CAPÍTULO VII		72
7.	ESTRUCTURACIÓN MIXTA	72
7.1	<i>Modos de vibrar</i>	73
7.2	<i>Análisis tiempo-historia</i>	73
7.2.1	<i>Características del modelo</i>	73
7.2.2	<i>Verificación del amortiguamiento efectivo</i>	75
7.3	<i>Distribución de la energía</i>	76
7.4	<i>Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos</i>	79
7.5	<i>Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes</i>	80
CAPÍTULO VIII		82
8.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	82
8.1	<i>Energía de entrada</i>	82
8.2	<i>Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos</i>	87
8.3	<i>Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes</i>	89
CAPÍTULO IX		91
9.	CONCLUSIONES	91
REFERENCIAS		96

Lista de abreviaturas y símbolos

A_g	Área bruta de la sección de hormigón
A_s	Área del refuerzo a tracción
A_{sh}	Área total del refuerzo transversal
A_o	Aceleración efectiva máxima del suelo
b_c	Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los borde con área A_{sh}
C_{max}	Valor máximo del coeficiente sísmico
E_a	Energía por deformación del sistema estructural
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
E_D	Energía disipada del sistema estructural
E_d	Energía disipada por dispositivos adicionales a la estructura
E_H	Energía disipada por deformación plástica o energía disipada por efectos histeréticos
E_I	Energía de entrada al sistema estructural
E_K	Energía cinética del sistema estructural
E_m	Energía almacenada o energía mecánica
E_s	Energía por deformación elástica
E_ξ	Energía disipada por amortiguamiento inherente del sistema estructural
g	Aceleración de gravedad (9.81 m/s^2)
I	Coeficiente relativo a importancia, uso y riesgo de falla del edificio
M_{nx}	Masa equivalente del modo n en la dirección X
P	Peso total del edificio sobre el nivel basal
P_u	Carga axial mayorada
Q_e	Corte basal elástico
Q_{min}	Corte basal mínimo
$Q_{máx}$	Corte basal máximo
Q_o	Corte basal de diseño

R_o	Factor de reducción de la respuesta estructural (análisis modal espectral)
S	Parámetro que depende del tipo de suelo
S_a	Aceleración espectral de diseño
T^*	Período del modo con mayor masa trasnacional equivalente en la dirección de análisis
T_o	Parámetro que depende del tipo de sueño
g	Aceleración de gravedad (9.81 m/s ²)
p	Parámetro que depende del tipo de suelo
α	Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima
ξ	Razón de amortiguamiento
ε_c	Deformación unitaria del hormigón
ε_s	Deformación unitaria del acero en tracción
ε_s'	Deformación unitaria del acero en compresión
ρ	Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd
φ_y	Curvatura de fluencia
φ_u	Curvatura ultima

Lista de figuras

FIGURA 1.1 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES	15
FIGURA 1.2 ANALOGÍA HIDRÁULICA PARA EXPLICAR LOS CRITERIOS DE DISEÑO (A) ESTRUCTURA TRADICIONAL (B) ESTRUCTURA CON AISLACIÓN BASAL (C) ESTRUCTURA CON DISIPADORES DE ENERGÍA. FUENTE: POPOV ET AL., 1993.....	16
FIGURA 1.3 PLANTA PISO TIPO Y ELEVACIÓN EJE REPRESENTATIVO DE LA ESTRUCTURA	18
FIGURA 2.1 SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD CON MOVIMIENTO EN LA BASE	20
FIGURA 2.2 SISTEMA EQUIVALENTE DE BASE FIJA.....	21
FIGURA 2.3 CICLO IDEAL DE HISTÉRESIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL. ENERGÍA ELÁSTICA Y ENERGÍA DISIPADA POR HISTÉRESIS. FUENTE: CHOPRA, 2014.	22
FIGURA 2.4 SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD CON MOVIMIENTO EN LA BASE	23
FIGURA 2.5 SISTEMA EQUIVALENTE PARA VARIOS GRADOS DE LIBERTAD CON LA BASE FIJA.....	23
FIGURA 2.6 DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTREPISOS	26
FIGURA 2.7 ACCELERACIONES MÁXIMAS DE PISO	26
FIGURA 2.8 ETAPAS DEL ANÁLISIS MODAL EN EL TIEMPO.	28
FIGURA 2.9 MODELO EJEMPLO DE APLICACIÓN FNA	28
FIGURA 2.10 MODOS DE VIBRAR VECTORES DEPENDIENTES DE LA CARGA (RITZ)	29
FIGURA 3.1 PLANTA PISO TIPO DE LAS DISTINTAS CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES	35
FIGURA 3.2 ESQUELETO ESTRUCTURAL REPRESENTATIVO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS	36
FIGURA 4.1 ESTRUCTURA CON RESPUESTA ELÁSTICA.....	39
FIGURA 4.2 MODOS DE VIBRAR	40
FIGURA 4.3 ESQUEMA VALORES MÁXIMOS DE LA ENERGÍA.....	42
FIGURA 4.4 ENVOLVENTE DE ESFUERZOS MÁXIMOS DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN	46
FIGURA 5.1 ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL CON COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO	47
FIGURA 5.2 ENVOLVENTE DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN	49
FIGURA 5.3 MODELO DE CÁLCULO MOMENTO CURVATURA VIGA 40x70 CM ²	50
FIGURA 5.4 REFUERZO LONGITUDINAL VIGA 40x70 CM ²	50
FIGURA 5.5 DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN UNITARIA DE UN ELEMENTO SOMETIDO A FLEXIÓN. FUENTE: PARK Y PAULAY, 1988	50

FIGURA 5.6 DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN UNITARIA DE LA VIGA 40x60 CM ²	51
FIGURA 5.7 MODELO DE CÁLCULO MOMENTO CURVATURA COLUMNA 70x70 CM ²	52
FIGURA 5.8 REFUERZO LONGITUDINAL COLUMNA 70x70 CM ²	52
FIGURA 5.9 DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN UNITARIA COLUMNA 70x70 CM ²	53
FIGURA 5.10 MODELO ELASTOPLÁSTICO DE ELEMENTOS NO LINEALES	55
FIGURA 5.11 VALORES MÁXIMOS DE LA ENERGÍA EN LA ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL	57
FIGURA 5.12 DEMANDAS DE DUCTILIDAD.....	63
FIGURA 6.1 ESTRUCTURA CON AISLACIÓN BASAL Y SISTEMA ELASTOPLÁSTICO.	64
FIGURA 6.2 MODOS DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA CON AISLACIÓN BASAL	65
FIGURA 6.3 MODELO DISPOSITIVO DE AISLACIÓN BASAL.....	66
FIGURA 6.4 ESQUEMA VALORES MÁXIMOS DE LA ENERGÍA.....	68
FIGURA 6.5 DEMANDAS DE DUCTILIDAD	71
FIGURA 7.1 ESTRUCTURACIÓN MIXTA CON SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.	72
FIGURA 7.2 MODELO DE MAXWELL DISIPADOR VISCOSO	73
FIGURA 7.3 SISTEMA EQUIVALENTE DE ANÁLISIS	74
FIGURA 7.4 VALORES MÁXIMOS DE LA ENERGÍA	77
FIGURA 9.1 ESQUEMA DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA.....	92
FIGURA 9.2 (A) RESPUESTA EFICIENTE PARA UN PULSO DE ENERGÍA DE ENTRADA (B) RESPUESTA INEFICIENTE PARA UN PULSO DE ENERGÍA DE ENTRADA	93
FIGURA 9.3 RESPUESTA DEL MECANISMO DE DISIPACIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL	94
FIGURA 9.4 RESPUESTA DEL MECANISMO DE DISIPACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES Y AMORTIGUADORES (A) RESPUESTA INFLUENCIADA POR EL PRIMER MODO (B) RESPUESTA INFLUENCIADA POR OTROS MODOS	94

Lista de tablas

TABLA 1.1 - SOLICITACIONES DE CARGAS GRAVITACIONALES DE LA ESTRUCTURACIÓN	18
TABLA 2.1- VALORES EJEMPLO DE ANÁLISIS PRÁCTICO	28
TABLA 3.1- PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO	31
TABLA 3.2- PARÁMETROS DEPENDIENTES DEL TIPO DE SUELO	31
TABLA 3.3- DATOS REGISTRO DE CONSTITUCIÓN 2010	33
TABLA 3.4 - PROPIEDADES FÍSICAS Y RESISTENCIA DEL HORMIGÓN H-30.....	33
TABLA 3.5 - PROPIEDADES FÍSICAS DEL REFUERZO A630-420H	34
TABLA 3.6 - RESULTADOS DEL ANÁLISIS PARA LA RIGIDEZ MÍNIMA DE LAS DISTINTAS CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES	36
TABLA 3.7 - CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES.....	38
TABLA 4.1- RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL	40
TABLA 4.2- RESUMEN ESFUERZOS MÁXIMOS DE LOS ELEMENTOS Y CUANTÍAS REQUERIDAS.....	46
TABLA 5.1- SOLICITACIONES MÁXIMAS ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN EN LA ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL	49
TABLA 5.2 DATOS CURVA MOMENTO CURVATURA VIGA 40x60cm ²	50
TABLA 5.3- SOLICITACIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE COLUMNA 70x70 cm ²	53
TABLA 5.4- DATOS MOMENTO CURVATURA COLUMNAS 70x70cm ²	53
TABLA 5.5 – RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL	55
TABLA 5.6- DATOS RESORTE NO LINEAL	56
TABLA 5.7- RELACIÓN ENTRE LOS VALORES MEDIO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD Y LOS ESTADOS DE DAÑO	61
TABLA 6.1 - DATOS DEL DISPOSITIVO DE AISLACIÓN BASAL	64
TABLA 6.2- RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL MODAL DE LA ESTRUCTURA CON AISLACIÓN BASAL	65
TABLA 7.1- DATOS DEL DISIPADOR DE ENERGÍA	75
TABLA 8.1 POTENCIA DE ENTRADA	83

Lista de gráficos

GRÁFICO 3.1 ESPECTRO ELÁSTICO ZONA 3 Y SUELO C	31
GRÁFICO 3.2 ESPECTRO DE RESPUESTA DE LOS REGISTROS DE ANGOL, LLOLLEO, CONCEPCIÓN, CONSTITUCIÓN Y VIÑA DEL MAR.	32
GRÁFICO 3.3 ESPECTRO DE RESPUESTA CONSTITUCIÓN 2010 Y ESPECTRO ELÁSTICO ZONA 3 SUELO C..	32
GRÁFICO 3.4 REGISTRO SÍSMICO DE CONSTITUCIÓN 2010 [14]	33
GRÁFICO 3.5 ESPECTRO ELÁSTICO ZONA 3 SUELO C Y ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA NCh 433 [15]	37
GRÁFICO 3.6 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS	37
GRÁFICO 4.1 DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA EN EL TIEMPO.	41
GRÁFICO 4.2 PORCENTAJE FINAL DE ENERGÍA ALMACENADA Y DISIPADA.....	42
GRÁFICO 4.3 POTENCIA DE ENTRADA Y SALIDA.....	43
GRÁFICO 4.4 ACELERACIONES MÁXIMAS DE PISO	44
GRÁFICO 4.5 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISO.....	44
GRÁFICO 4.7 DEFORMACIONES REMANENTES	45
GRÁFICO 4.6 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE PISO	45
GRÁFICO 5.1 DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA VIGA 40x60 cm ²	51
GRÁFICO 5.2 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA 70x70 cm ² CON UNA CUANTÍA 1.0%	53
GRÁFICO 5.3 DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA COLUMNA 70x70 cm ²	54
GRÁFICO 5.4 DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA EN EL TIEMPO EN LA ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL	56
GRÁFICO 5.5 PORCENTAJE FINAL DE ENERGÍA ALMACENADA Y DISIPADA EN LA ESTRUCTURACIÓN TRADICIONAL	57
GRÁFICO 5.6 POTENCIA DE ENTRADA Y SALIDA.....	57
GRÁFICO 5.7 ACELERACIONES MÁXIMAS DE PISO	59
GRÁFICO 5.8 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS.....	59
GRÁFICO 5.9 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE PISO	60
GRÁFICO 5.10 DEFORMACIONES REMANENTES	60
GRÁFICO 5.11 CURVA HORMIGÓN CONFINADO SEGÚN EL MODELO DE KENT Y PARK	62

GRÁFICO 5.12 CURVA DE HISTÉRESIS VIGA DEL TERCER PISO	63
GRÁFICO 5.13 CURVA DE HISTÉRESIS COLUMNA DEL PRIMER PISO.....	63
GRÁFICO 6.1 DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA EN EL TIEMPO EN LA ESTRUCTURA CON AISLACIÓN BASAL	67
GRÁFICO 6.2 PORCENTAJE FINAL DE ENERGÍA ALMACENADA Y DISIPADA.....	68
GRÁFICO 6.3 POTENCIA DE ENTRADA Y SALIDA.....	68
GRÁFICO 6.4 ACELERACIONES DE PISO	69
GRÁFICO 6.5 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS.....	69
GRÁFICO 6.6 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE PISO	70
GRÁFICO 6.7 DEFORMACIONES REMANENTES	70
GRÁFICO 6.8 CURVAS DE HISTÉRESIS VIGAS DEL SEGUNDO PISO	71
GRÁFICO 6.9 CURVAS DE HISTÉRESIS COLUMNAS DEL PRIMER PISO	71
GRÁFICO 6.10 CURVAS DE HISTÉRESIS DISPOSITIVO DE AISLACIÓN BASAL	71
GRÁFICO 7.1 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO.....	75
GRÁFICO 7.2 DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA EN EL TIEMPO.....	76
GRÁFICO 7.3 PORCENTAJE FINAL DE ENERGÍA ALMACENADA Y DISIPADA.....	77
GRÁFICO 7.4 POTENCIA DE ENTRADA Y SALIDA.....	78
GRÁFICO 7.5 ACELERACIONES MÁXIMAS DE PISO	79
GRÁFICO 7.6 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTREPISOS.....	79
GRÁFICO 7.7 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE PISO	80
GRÁFICO 7.8 DEFORMACIONES REMANENTES	80
GRÁFICO 7.9 CICLO DE HISTÉRESIS DISPOSITIVO DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.....	81
GRÁFICO 8.1 DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA DE ENTRADA DE LAS DISTINTAS CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES	82
GRÁFICO 8.2 POTENCIA DE ENTRADA DE LAS DISTINTAS CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES	83
GRÁFICO 8.3 POTENCIA DE SALIDA DE LAS DISTINTAS CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES.....	84
GRÁFICO 8.4 POTENCIA DE SALIDA Y ALMACENADA EN EL PRIMER PULSO	85
GRÁFICO 8.5 POTENCIA DE SALIDA Y ALMACENADA A LOS 26 SEGUNDOS.....	85
GRÁFICO 8.6 POTENCIA DE SALIDA Y ALMACENADA A LOS 33 SEGUNDOS.....	86

GRÁFICO 8.7 POTENCIA DE SALIDA Y ALMACENADA A LOS 44 SEGUNDOS.....	86
GRÁFICO 8.8 POTENCIA DE SALIDA Y ALMACENADA A LOS 51 SEGUNDOS.....	86
GRÁFICO 8.9 ACELERACIONES MÁXIMAS DE PISO	87
GRÁFICO 8.10 DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO DE ENTRE PISOS	88
GRÁFICO 8.11 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE PISO	89

Resumen

Este trabajo de título utiliza el enfoque energético propuesto originalmente por G. Houser y desarrollado posteriormente por Uang y Bertero para analizar y evaluar el desempeño sísmico de cuatro sistemas con distintas formas de abordar un movimiento sísmico de alta intensidad para un mismo esqueleto estructural. El objetivo es determinar mediante el enfoque energético la configuración estructural que presenta una mejor respuesta según los requerimientos establecidos, considerando como criterio de aceptación que la estructura debe permanecer operativa durante y después de un movimiento sísmico de alta intensidad. Se analiza uno de los principios básicos del enfoque energético, donde la energía de entrada del sistema depende principalmente de la masa y del periodo fundamental de vibración. Se analiza la modificación de los parámetros de la ecuación de balance energético en función de los requerimientos, por ejemplo incorporando dispositivos adicionales de disipación de energía, aumentando la energía por deformaciones inelásticas de los elementos o una combinación de ambos. Otra alternativa analizada es disminuir directamente la energía que ingresa a la estructura mediante un sistema de aislación basal.

El caso de análisis corresponde a un eje representativo de un marco tradicional estructurado con marcos de hormigón armado ubicado en una zona sísmica 3 y sobre un suelo tipo C de acuerdo a la clasificación de la norma NCh 433 of96 Mod 2009 y el D.S. N°61. Se considera la demanda sísmica cuyo espectro de respuesta sísmico sea superior al espectro elástico para la zona 3 y tipo de suelo C.

La energía que entrega el sismo a la estructura se distribuye en energía almacenada o mecánica y en energía disipada o de salida. La energía mecánica se traduce en movimiento que corresponde a aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos. Los que tienen directa relación con el daño en el contenido de la estructura y los elementos no estructurales. Para poder limitar la energía que almacena el sistema, es necesario un mecanismo de disipación que funcione de forma rápida y con un tiempo de reacción óptimo. Se hace énfasis en analizar este último fenómeno considerando que la energía ingresa de manera selectiva para instantes de tiempo determinados.

Capítulo I

1. Introducción

1.1 Planteamiento del problema

Estructuras relevantes frente a emergencias sísmicas, tales como edificios gubernamentales, hospitales, centros de investigación, entre otros, deben permanecer operativos durante y después de un movimiento sísmico severo. Para esto es necesario controlar el daño sobre elementos estructurales y no estructurales. Para enfrentar este problema se pueden utilizar distintas metodologías de diseño estructural o dispositivos de control sísmico, tales como sistema de aislación basal o disipadores de energía.

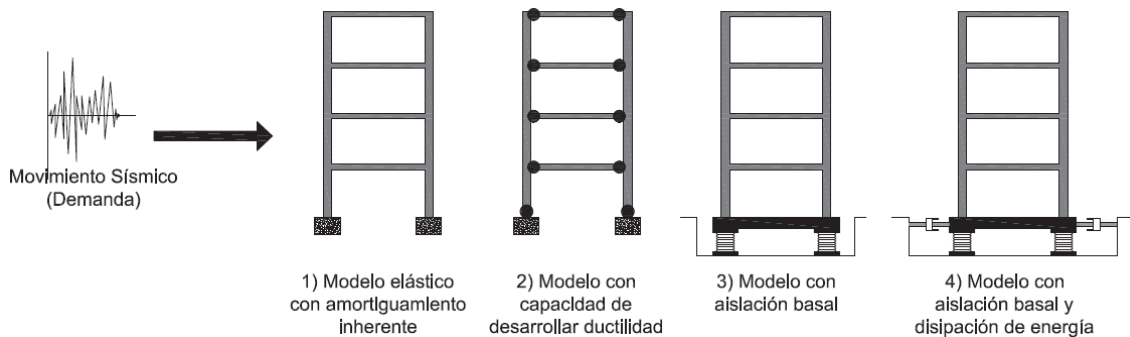


Figura 1.1 Configuraciones estructurales

Se presentan cuatro formas de abordar el problema sísmico para un mismo esqueleto estructural (representadas en la figura 1). Frente a esto es necesario una metodología para analizar la configuración que podría ser más adecuada para cumplir con los requerimientos establecidos inicialmente.

Una metodología para solucionar esta problemática fue propuesta por G. Housner en 1956 [1]. El enfoque energético, que proviene de integrar la ecuación de equilibrio dinámico, considera el sismo como una energía impuesta al sistema (E_I), la cual se distribuye en: energía cinética (E_K), energía disipada por amortiguamiento (E_D), formada por la energía disipada por amortiguamiento inherente del sistema E_ξ y la energía disipada por dispositivos adicionales al sistema E_d) y energía por deformación (formada por la energía de deformación elástica E_S y la energía disipada por efectos histeréticos de deformación plástica (E_H).

$$E_K + E_\xi + E_S + E_H + E_d = E_I$$

Ecuación 1.1

Es posible distribuir la energía en función del desempeño objetivo de la estructura mediante dispositivos adicionales. Por ejemplo, los disipadores de energía disminuyen la energía disipada por efectos de histéresis, relacionada al daño sobre elementos estructurales. En cambio los sistemas de aislación basal disminuyen la energía de entrada impuesta por el sismo a la estructura. Esto es representado mediante una analogía hidráulica (figura 1.2) propuesta por Popov et al (1993), estableciendo que la energía almacenada está conformada por $E_S + E_K$ y la energía disipada es mediante E_H y E_D .

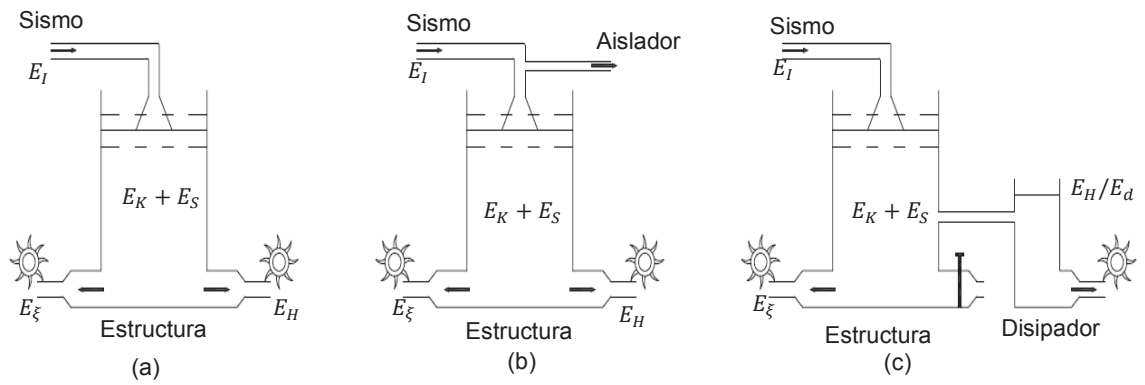


Figura 1.2 Analogía hidráulica para explicar los criterios de diseño (a) estructura tradicional (b) estructura con aislación basal (c) estructura con disipadores de energía. Fuente: Popov et al., 1993

1.2 Obejtivos

1. Analizar la estructura mediante un modelo simple pero representativo de un edificio de oficinas públicas con un análisis en el tiempo considerando las siguientes configuraciones:

- 1) Estructura diseñada para permanecer elástica
- 2) Estructura con la capacidad de desarrollar ductilidad (Tradicional)
- 3) Estructura con sistema de aislación basal
- 4) Estructura con sistema mixto (aislación basal y disipadores viscosos)

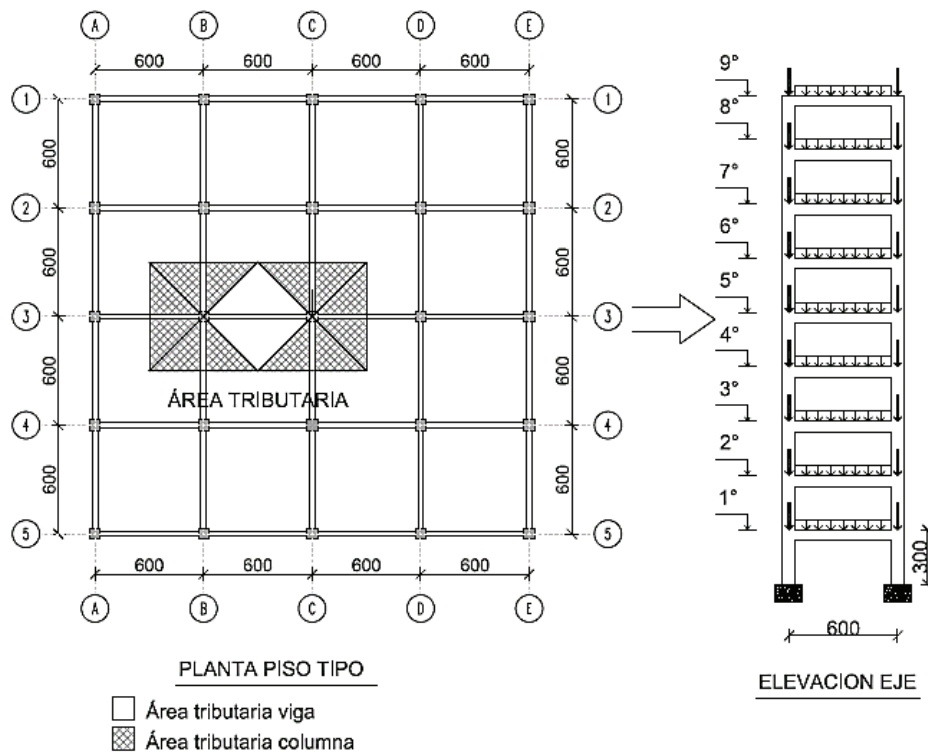
2. Evaluar la distribución de la energía impuesta a la estructura por el sismo (E_I) en cada instante de tiempo, considerando las distintas configuraciones y la implementación de dispositivos adicionales.

3. Correlacionar las máximas aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos con el daño sobre el contenido de la estructura y sobre los elementos no estructurales a través de la energía almacenada del sistema en forma mecánica. Además correlacionar los desplazamientos máximos y deformaciones remanentes con el daño sobre los elementos estructurales a través de la energía disipada o de salida del sistema estructural.

4. Establecer, según el enfoque energético, la configuración más adecuada según los requerimientos establecidos. Determinando la configuración estructural con mayor “potencia de salida” respecto a la “potencia de entrada”, limitando la energía almacenada en el sistema. Considerando que la energía almacenada se traduce en movimiento que se relaciona directamente con el daños sobre los elementos no estructurales.

1.3 Alcances

Se analiza un edificio representativo de oficinas públicas con plantas libres estructurado con marcos de hormigón armado. El edificio tiene 9 pisos de altura, con 3.0 m de altura entre pisos, el cual debe cumplir con la condición de permanecer operativo durante y después de un movimiento sísmico severo, sin daño sobre los elementos estructurales y sobre los elementos no estructurales. La figura 1.3 muestra la planta del piso tipo y una elevación del eje representativo de la estructuración, considerando un área tributaria rectangular de $6 \times 3 \text{ m}^2$, equivalente a un área triangular de $3 \times 3 \times 2 \text{ m}^2$ para cada viga y un área de 27 m^2 para la carga sobre las columnas.



NOTA: TODAS LAS DIMENSIONES SE ENCUENTRAN INDICADAS EN CENTÍMETROS

Figura 1.3 Planta piso tipo y elevación eje representativo de la estructura

Las solicitaciones de peso propio y sobre carga se describen en la tabla 1.3, donde el peso propio corresponde a una edificación con una losa de 15 cm de espesor y 150 kg/m^2 adicionales debido a tabiquería y sobrelosa. La sobrecarga corresponde a un edificio de oficinas según la norma NCh 1537 of 2009 [2].

Tabla 1.1 - Solicitaciones de cargas gravitacionales de la estructuración

Peso propio	375 kg/m^2 (losa) + 150 kg/m^2 (tabiquería + sobrelosa) = 525 kg/m^2
Sobrecarga	250 kg/m^2 (oficinas)

El edificio se ubica en una zona sísmica 3 y sobre un tipo de suelo C de acuerdo a la clasificación de la norma NCh 433 of 96 Mod 2009 y el Decreto Supremo 61. Se considera la demanda sísmica cuyo espectro de respuesta sea superior al espectro de respuesta elástico para la zona 3 y tipo de suelo C.

Para el análisis de las distintas configuraciones estructurales se utiliza el software Etabs 2013, donde se realiza un análisis en el tiempo considerando las siguientes condiciones:

- Análisis en el tiempo para determinar la distribución de energía de la estructura.
- Número de elementos determinados con un comportamiento no lineal. Curvas de comportamiento de vigas, columnas, aisladores y disipadores de energía.

1.4 Metodología

1. Recopilación bibliográfica. Se reúne bibliografía que contiene el fundamento teórico para el concepto de energía, estudios realizados por diversos autores y ejemplos de aplicación según corresponda. El fundamento teórico del enfoque energético se encuentra desarrollado en los siguientes

- a) Issues and future directions in the use of an energy approach for seismic-resistant design of structures [V.V. Bertero y C-M- Uang, 1992] [3]
- b) On energy demand and supply in SDOF systems [P. Fajfar, T. Vidic y M. Fischinger, 1992] [4]
- c) An energy-based damage model for inelastic dynamic analysis of reinforced concrete frames [C. Meyer, 1992] [5]
- d) Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones [J. Oviedo y M. Duque, 2006] [6]
- e) Innovative strategies in earthquake engineering [A.Wada, Y. Huang y V.V. Bertero, 2002] [7]
- f) Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el concepto de energía [H. Akiyama, 2002] [8]

2. Proponer distintas configuraciones estructurales para enfrentar un movimiento sísmico: estructura elástica, estructura con la capacidad de desarrollar ductilidad, estructura con aislación basal y estructura mixta (aislación basal y disipadores de energía).

3. Diseño de la edificación; diseño sísmico de acuerdo a las normativas vigentes de las distintas configuraciones estructurales.

4. Análisis en el tiempo; distribución de la energía en el tiempo considerando la incursión en el rango no lineal de un número determinado de elementos.

5. Análisis de resultados; determinar la distribución de la energía de entrada en el tiempo y la correlación entre la aceleración y desplazamientos relativos entrepisos con la energía mecánica, y las deformaciones máximas y remanentes con la energía disipada por histéresis mediante un índice de daño.

6. Conclusiones.

Capítulo II

2. Marco Teórico

2.1 Enfoque energético

El diseño tradicional de estructuras resistente a cargas sísmicas permite que ciertos elementos tengan un comportamiento en el rango no lineal, sin que exista un colapso de la estructura. Esta filosofía no está orientada a que no se produzcan daños en las estructuras y en su contenido. Esto deja evidenciado que en estructuras esenciales frente a emergencias como hospitales, edificios públicos y servicios de emergencia, entre otros, el objetivo de desempeño de la norma de evitar el colapso de la estructura no es suficiente, ya que es necesario proteger el contenido de la edificación y que la estructura continúe operando durante y después de un movimiento sísmico severo.

Para conocer la respuesta real de una estructura sometida a movimientos sísmicos, es necesario resolver ecuaciones de movimiento considerando comportamiento no lineal del sistema. Un método que considera este aspecto y sintetiza mucha información es el enfoque energético, sin embargo la idea de poder realizar cálculos sísmicos de estructuras basados en energía no es nuevo. G. Housner propuso en 1956 [1] un análisis para estudiar el comportamiento y respuesta de la estructura basado en el concepto de energía. Posteriormente fue desarrollado por Bertero y Uang [1992] y Akiyama [2002], determinando que la energía que entrega un movimiento sísmico a una estructura es una cantidad estable que depende básicamente del período fundamental de vibrar y la masa del sistema estructural.

Para estudiar el enfoque energético, inicialmente se estudia un modelo de un grado de libertad representado en la figura 2.1

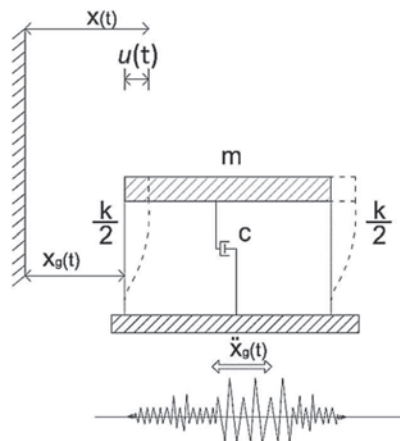


Figura 2.1 Sistema de un grado de libertad con movimiento en la base

La ecuación de equilibrio del sistema solicitado por movimiento sísmico es:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde

m = Masa del sistema

c = Constante de amortiguamiento del sistema

k = Rigidez del sistema

$x(t)$ = Desplazamiento total del sistema = $x(t) + x_g(t)$

$u(t)$ = Desplazamiento relativo del sistema en el tiempo

$x_g(t)$ = Desplazamiento del suelo por el movimiento sísmico

Adicionalmente es posible reescribir la ecuación 2.1 mediante un sistema equivalente como se muestra en la figura 2.4 que considera la base fija como referencia.

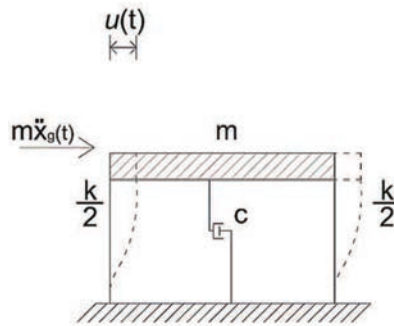


Figura 2.2 Sistema equivalente de base fija

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Debido a que la ecuación 2.2 se encuentra expresada en términos de fuerzas, al multiplicar por el desplazamiento du , que es una función de la velocidad y que puede expresarse como $\dot{u}dt$, e integrando en el intervalo de duración del movimiento del suelo, se obtiene la siguiente ecuación que determina el balance de energía:

$$E_K' + E_\xi + E_a = E_I' \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde

$$E_K' = \int m\dot{u}du = \int m\dot{u}\dot{u}dt = \frac{m\dot{u}^2}{2} = \text{Energía cinética relativa}$$

$$E_{\xi} = \int c \dot{u} du = \int c \dot{u}^2 dt = \text{Energía disipada por amortiguamiento inherente del sistema}$$

$$E_a = \int k u du = \frac{k u^2}{2} = \text{Energía por deformación del sistema}$$

$$E_I' = \int -m \ddot{x}_g du = \text{Energía de entrada relativa impuesta por movimiento sísmico}$$

Si la estructura tiene comportamiento en el rango inelástico, el término E_a está compuesto por la energía de deformación elástica (E_s) y la energía de deformación plástica por efectos histeréticos del sistema (E_H). Esto queda representado gráficamente en la figura 2.3.

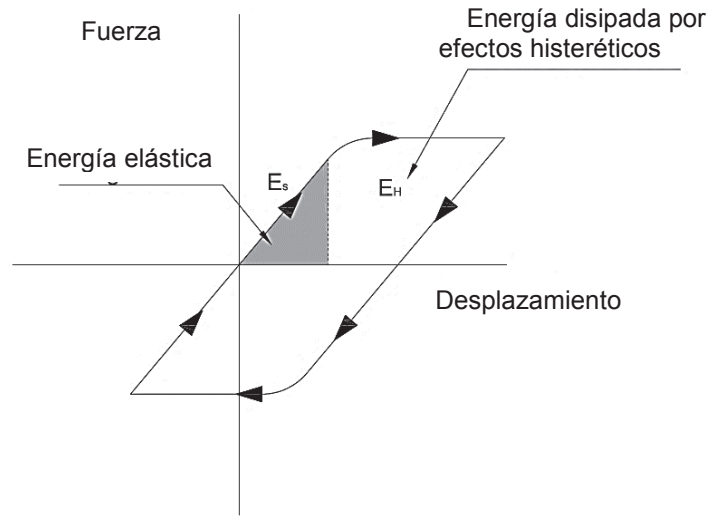


Figura 2.3 Ciclo ideal de histéresis del sistema estructural. Energía elástica y energía disipada por histéresis. Fuente: Chopra, 2014.

Adicionalmente, si el sistema cuenta con dispositivos adicionales como disipadores de energía, se introduce un término más a la ecuación descrito como la energía disipada por dispositivos adicionales (E_d). Finalmente la ecuación 2.3 detalla la ecuación general de balance energético.

$$E_K' + E_{\xi} + E_s + E_H + E_d = E_I' \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Uang y Bertero [9] desarrollan con mayor detalle la ecuación de balance energético determinadas a partir de la ecuación 2.1 y 2.2 correspondiente a la ecuación de energía absoluta y relativa respectivamente, determinando la energía de entrada para un sistema de N grados de libertad (*Multi-Degree of Freedom Systems, MDOFS*) como:

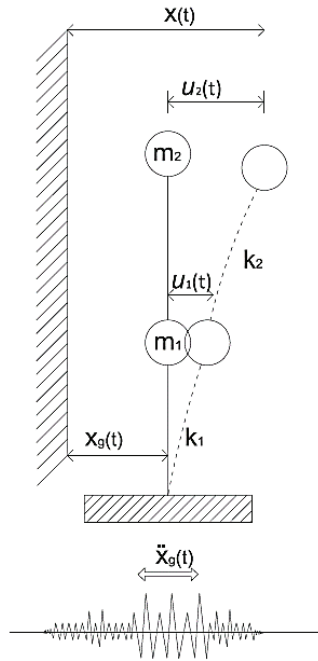


Figura 2.4 Sistema de varios grados de libertad con movimiento en la base

$$E_I = \int (\sum_{i=1}^N m_i (a_t)_i) dx_g \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Donde m_i es la masa del piso, $(a_t)_i$ es la aceleración total del piso y x_g es el desplazamiento del suelo. Esto indica que la energía de entrada para un sistema de N pisos es la suma de la fuerza de inercia total de cada piso en relación al desplazamiento del suelo.

A partir de la ecuación 2.4 es posible determinar la energía de entrada para un sistema de N pisos mediante un sistema equivalente de base fija (figura 2.5), donde el movimiento sísmico es representado por la masa del piso multiplicado por la aceleración del suelo en cada nivel del sistema.

$$E_I = - \int (\sum_{i=1}^N m_i \ddot{x}_g \dot{u}_i dt) \quad \text{Ecuación 2.5}$$

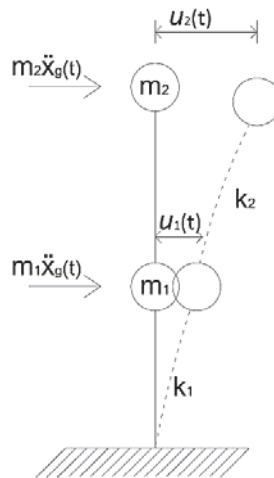


Figura 2.5 Sistema equivalente para varios grados de libertad con la base fija

La diferencia entre las distintas definiciones de energía (ecuación 2.4 y 2.5) se determina como Δ según la siguiente ecuación:

$$\Delta = \int \left(\sum_{i=1}^N m_i (a_t)_i \right) dx_g - \int \left(\sum_{i=1}^N m_i \ddot{x}_g \dot{u} dt \right)$$

Debido a que el desplazamiento absoluto corresponde a la suma del desplazamiento de la estructura más el desplazamiento del suelo, Δ será cero cuando la aceleración de suelo es cero. Esta condición ocurre en varias ocasiones durante el intervalo de duración del movimiento sísmico. De este modo la diferencia entre las definiciones de energía no es significativo desde el punto de vista de un diseño sismorresistente. Esto es confirmado por Uang y Bertero [9] que investigaron el significado físico de cada definición de energía, comprobando que para determinadas relaciones de ductilidad las diferencias del perfil de energía son significativas. Sin embargo los valores máximos de energía absoluta y relativa son similares para períodos de interés prácticos de estructuras entre 0.3 y 5.0 segundos. Posteriormente, Huerta y Reinoso (2002) [10] verifican que para períodos entre 0.3 y 3.5 segundos, los valores máximos para cada definición de energía de entrada tienen diferencias relativamente pequeñas.

La energía de entrada absoluta depende de la aceleración total del sistema y representa físicamente la fuerza de inercia aplicada a la estructura. La energía de entrada relativa representa el trabajo realizado por la fuerza externa equivalente ($-m\ddot{x}_g$) representado en la figura 2.2 considerando la base fija. La principal diferencia radica en despreciar el movimiento como cuerpo rígido para el cálculo de la energía de entrada relativa a diferencia de la energía de entrada absoluta.

Diversos autores desarrollan la ecuación de balance energético para varios grados de libertad, sin embargo Hisoshi Akiyama (2002) desarrolla la ecuación de balance energético mediante un análisis modal donde es posible determinar la energía en cada instante de tiempo considerando los modos de vibrar de la estructura.

Las deformaciones entrepisos se traducen en daños sobre el contenido de la edificaciones y si son severos sobre los elementos estructurales de la edificación. Las aceleraciones provocan de igual manera daño sobre elementos estructurales y no estructurales (T.Guendelman, 2004) [11]. Para poder lograr un mejor desempeño de la estructura es posible utilizar dispositivos de control sísmico, tales como aislación basal o disipación de energía.

Adicionalmente la ecuación 2.3 puede reescribirse como:

$$E_I = E_m + E_O \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde E_I corresponde a la energía de entrada del sistema y representa la demanda del sistema; E_m es la energía mecánica almacenada en el sistema ($E_K + E_S$); y E_O es la energía disipada o de salida del sistema estructural ($E_\xi + E_H + E_d$). Esta ecuación indica que un diseño eficiente es aquel que tiene como primera instancia una buena estimación de la energía de entrada para el movimiento del suelo y permite que la demanda sea sustituida tanto como sea posible por la energía disipada del sistema, concentrando el daño en un número determinado de elementos. Desde esta perspectiva, es posible abordar tres soluciones para mejorar el comportamiento de la estructura. Una

primera alternativa es aumentar la energía disipada del sistema, específicamente disponiendo de dispositivos adicionales tales como disipadores de energía. Una segunda alternativa es aumentar la energía disipada por efectos histeréticos. Finalmente, una tercera alternativa es aumentado la combinación de ambos factores ($E_d + E_H$).

También existe la posibilidad de disminuir la energía de entrada mediante aislación basal. Una combinación de aislación basal y dispositivos de disipación de energía es una estrategia muy prometedora no sólo para lograr el diseño sismorresistente eficiente y construcción de nuevas edificaciones, sino también para la mejora sísmica de estructuras peligrosas existentes (Uang y Bertero, 1992) [3].

Los estudios realizados por Fajfar, Vidic y Fischinger [4] demuestran que la energía de entrada al sistema por unidad de masa es independiente del modelo histerético utilizado y el valor máximo de la energía de entrada depende solo del movimiento del suelo considerado. La relación entre la energía disipada por histéresis y la energía de entrada, E_H/E_I es un parámetro conveniente para la determinación de la energía disipada para una energía de entrada conocida. De acuerdo a los resultados obtenidos por Krawinkler y Nassar (1990) [12] la relación de E_H/E_I basada en una ductilidad constante decrece ligeramente con el período y aumenta con la razón de ductilidad. El valor máximo de E_H/E_I ocurre en un rango de período cortos y es dependiente del amortiguamiento inherente del sistema, donde decrece a medida que aumenta el amortiguamiento. Según Fajfar, Vidic y Fischinger (1992) [4] la relación de E_H/E_I no es dependiente del modelo histeretico utilizado en el análisis.

2.1.1 Ventajas del enfoque energético

Distintas disciplinas de ingeniería, tales como hidráulica, química, física, mecánica, entre otros; utilizan la energía como parámetro de diseño y análisis, debido a ser un parámetro estable y confiable que depende de determinados parámetros. El diseño sismoresistente basado en el enfoque energético no es algo nuevo, sino que ha sido estudiado y analizado por diversos autores [V.V. Bertero y C-M- Uang, 1992; P. Fajfar, T. Vidic y M. Fischinger, 1992; H. Akiyama, 2002] quienes indican que es una metodología que resume y concentra mucha información sobre la respuesta de la estructura, simplificando un problema complejo.

Se ha comprobado que el input de energía total que un movimiento sísmico introduce en una estructura es una cantidad muy estable que depende sólo del período fundamental de vibración y la masa total de la estructura. Por lo tanto si la cantidad total de energía de entrada es estable, el análisis radica en identificar su distribución en el sistema estructural, es decir distribuir la energía según el comportamiento objetivo establecido mediante distintas técnicas tales como disipadores de energía, sistemas de aislación basal y disipación de energía por efectos de histéresis.

La energía almacenada en un sistema estructural corresponde a la energía mecánica producto del movimiento del sistema estructural, es decir la energía cinética y las deformaciones elásticas de la estructura. La energía mecánica se traduce en aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos que reflejan una medida del daño sobre los elementos no estructurales y el contenido de la estructura.

El contenido de una estructura puede permanecer sin movimiento ante la acción sísmica de baja intensidad o bien puede deslizarse, volcarse o experimentar una combinación de estos ante movimientos sísmicos de intensidad elevada. Según los límites propuestos por Ishiyama [1984] este fenómeno puede ocurrir cuando la aceleración es mayor o igual a Bg/H y la velocidad es mayor o igual a $10B/\sqrt{H}$, donde B es el ancho del objeto, H es la altura y g representa la aceleración de gravedad expresada en cm/s. Si se considera un elemento con un ancho de 50 cm y una altura de 180 cm, en este caso se vuelca con aceleraciones superiores a 0.3 g y velocidades superiores a 0.4 m/s.

Las figuras 2.6 y 2.7 muestran la relación entre los desplazamientos relativos entrepisos y las aceleraciones con el daño estructural y el contenido de la estructura.

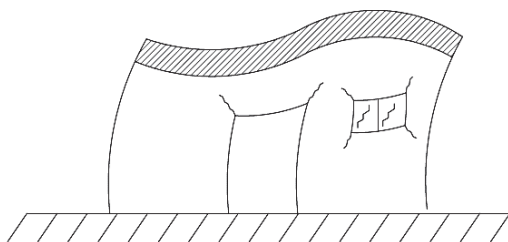


Figura 2.6 Desplazamiento relativo entrepisos

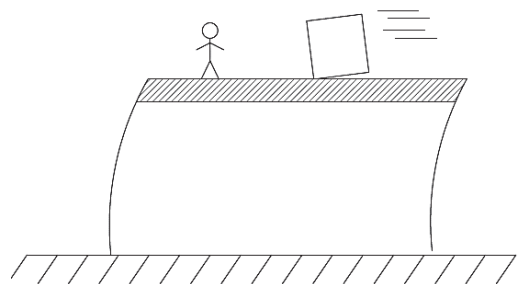


Figura 2.7 Aceleraciones máximas de piso

2.2 Metodologías de análisis utilizadas

Actualmente es posible distinguir dos metodologías para análisis no lineales en el tiempo: método de integración directa y análisis modal no lineal.

El método de integración directa implica la integración de las propiedades estructurales y su comportamiento en una serie de pasos de tiempos pequeños en relación con la duración de la carga aplicada. El análisis no lineal modal es dependiente del número de modos para obtener una mejor precisión en los resultados y requiere de un número limitado de elementos que tienen comportamiento en el rango inelástico.

El amortiguamiento se maneja de manera diferente entre estos métodos. El método de integración directa utiliza el amortiguamiento proporcional a la rigidez y la masa, tal que para frecuencias muy bajas y muy altas puede exceder el amortiguamiento crítico. El análisis no lineal modal limita el valor del amortiguamiento a 0.99 del crítico indicando un valor de amortiguamiento para cada modo de vibrar de la estructura.

En este trabajo de título solo se contempla el análisis no lineal modal o fast nonlinear analysis (FNA) para la distribución de la energía de las distintas configuraciones estructurales.

2.2.1 Análisis no lineal modal (FNA)

La ecuación que describe el equilibrio dinámico en función del tiempo para un sistema estructural que contempla un comportamiento no lineal de los materiales se puede escribir como:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R(t)_{NL} = R(t) \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Donde M , C y K son la matriz de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema respectivamente, $R(t)_{NL}$ corresponde a la fuerza de los elementos no lineales y $R(t)$ las fuerzas externas aplicadas al sistema. En la ecuación se han separado las fuerzas de los elementos no lineales para ser tratado de manera especial. Para la modelación se ingresa en ambos lados de la ecuación 2.9 una rigidez efectiva lineal con un valor arbitrario definida como K_e , resumiendo la ecuación fundamental para el análisis no lineal modal como:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + \bar{K}u(t) = \bar{R}(t) \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Donde $\bar{K}$ es la matriz de rigidez elástica y es igual a $K + K_e$. La carga externa efectiva $\bar{R}(t)$ es igual a $R(t) - R(t)_{NL} + K_e u(t)$ y es determinada mediante iteración.

El análisis no lineal modal requiere principalmente un comportamiento lineal-elástico de la estructura, limitando en un número determinado de elementos un comportamiento inelástico. Para determinar la solución de las ecuaciones modales, se realiza primero un cálculo sin considerar los elementos no lineales. Una ecuación modal típica tiene la siguiente forma:

$$\ddot{y}(t)_n + 2\xi\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n = \bar{f}(t)_n$$

Donde $\bar{f}(t)_n$ corresponde a la “carga modal” y para los elementos no lineales es una función de todas las demás respuestas modales en el mismo punto en el tiempo. Las ecuaciones modales son integradas de forma simultánea mediante serie de Taylor para estimar la solución en el tiempo. Con ello se conoce las deformaciones no lineales y basado en las curvas de comportamiento de los elementos se determina la fuerza no lineal.

Para el análisis de cada configuración estructural se contemplan dos etapas. La primera etapa aplica gradualmente las cargas gravitacionales de peso propio y sobrecarga a partir de las condiciones iniciales nulas. Esto es considerando una variación de tiempo pequeña hasta completar el 100% de la carga permanente a los 20 segundos. Finalmente se mantiene durante 20 segundos la carga gravitacional con la finalidad de estabilizar el movimiento. Para eliminar cualquier vibración provocada por la aplicación de las cargas gravitacionales, en esta etapa se usa un amortiguamiento modal del 99.9%.

La segunda etapa inicia del estado final de esfuerzos y deformaciones inducidos por las cargas permanentes, es decir del estado final de la primera etapa. Se aplica el registro de aceleraciones correspondiente considerando un amortiguamiento modal del 5%, correspondiente al amortiguamiento inherente de estructuras de hormigón armado. El análisis permanece durante 10 segundos después de finalizar el movimiento del suelo, con el objetivo de estabilizar los movimientos y observar vibraciones libres de la estructura. Las dos etapas de análisis se encuentran representadas gráficamente en la figura 2.7 donde W corresponde a las cargas permanentes de la estructura, t el tiempo y $a(t)$ las aceleraciones del suelo.

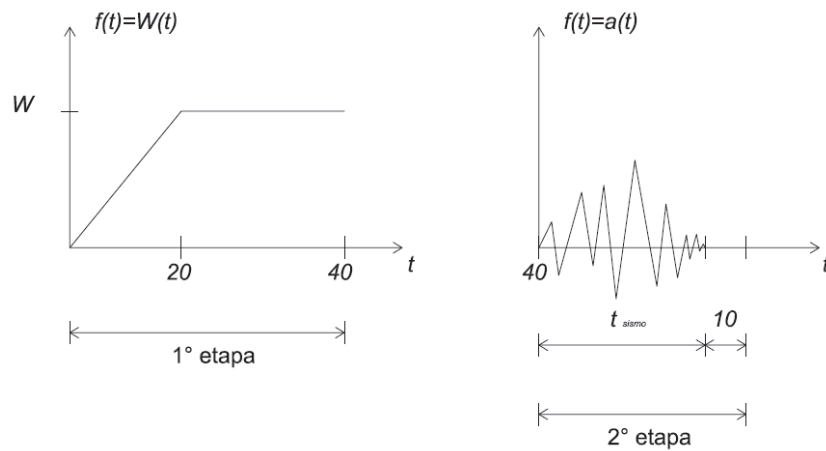


Figura 2.8 Etapas del análisis modal en el tiempo.

2.2.1.1 Ejemplo de aplicación

La figura 2.8 muestra un ejemplo de aplicación que considera solo la rotación del elemento. El análisis corresponde a un análisis no lineal modal estudiando la respuesta en el tiempo. Para efectos prácticos de análisis, se considera un modelo perfectamente elastoplástico de una pequeña longitud. La tabla 2.1 muestra los valores característicos del elemento no lineal.

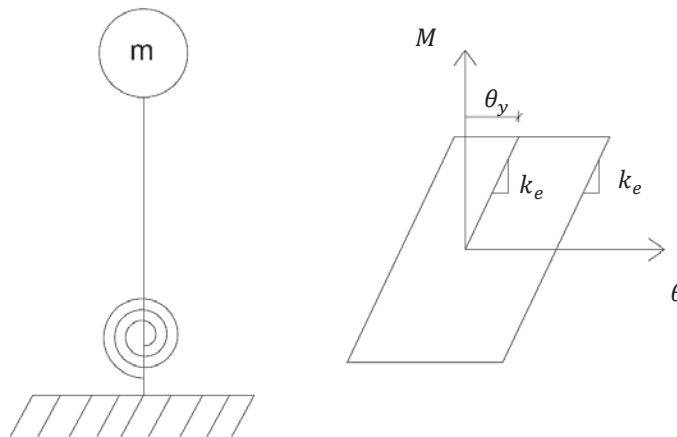


Figura 2.9 Modelo ejemplo de aplicación FNA

Tabla 2.1- Valores ejemplo de análisis práctico

Masa	10	[ton]
Rigidez efectiva (k_e)	100	[ton-m/rad]
Momento de fluencia (M_y)	4	[ton-m]

El análisis modal se realiza utilizando los vectores dependientes de la carga (Ritz) que consideran la dirección de análisis asignada y el comportamiento de los elementos no lineales en el análisis. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 2.8.

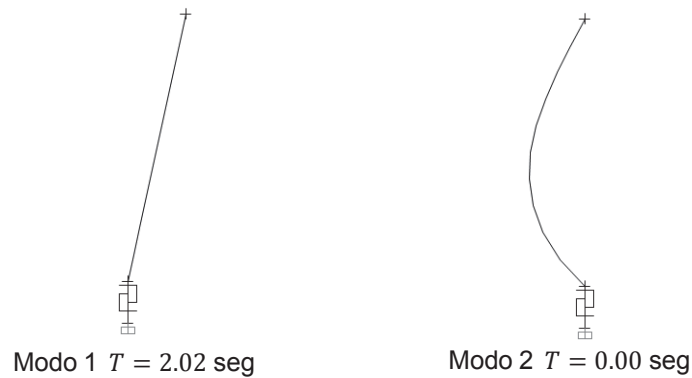


Figura 2.10 Modos de vibrar vectores dependientes de la carga (Ritz)

El primer modo corresponde al desplazamiento lateral de la masa con un periodo de vibración de 2.02 segundos. El segundo modo es proporcionado por el elemento de conexión no lineal que no tiene masa, por lo cual el periodo que indica es cero segundos.

En el análisis tiempo-historia de cada configuración estructural se realizaron diversas pruebas para calibrar los parámetros del método FNA comparando los resultados con los métodos de Newmark, Wilson y Hilber-Hughes-Taylor disponibles en el software utilizado. Si bien existen diferencias en los resultados, respecto a los valores de energía esta diferencia se ve bastante minimizada, es decir al sintetizar el análisis la energía es más estable respecto a los métodos de análisis mencionados.

Capítulo III

3. Solicitaciones y descripción de la estructura base

3.1 Cargas y sobrecargas

Para efectos de cálculo y análisis de las distintas configuraciones estructurales, las cargas y sobre cargas pueden ser separadas en tres tipos: cargas permanentes, cargas vivas y sismo.

3.1.1 Cargas permanentes

Corresponden al peso propio de los materiales incorporados en la construcción de la edificación, inclusive la tabiquería, terminaciones, cielos, equipos fijos, entre otros. Para el cálculo y diseño de las distintas configuraciones estructurales se utiliza el peso propio de los materiales y una carga permanente adicional de 150 [kg/m²] entregadas por tabiquerías y sobrelosa.

3.1.2 Cargas vivas o sobrecargas de uso

Son las aquellas debidas al uso y ocupación de la estructuración que no están consideradas dentro los materiales de construcción de la estructura y pueden ser variables a lo largo del tiempo. Según la NCh 1537 Of 2009 [2] la sobrecarga de uso de un edificio de oficinas públicas sin grandes aglomeraciones de personas corresponde a 250 [kg/m²].

3.1.3 Sismo

Para el análisis sísmico de los distintos sistemas estructurales, se considera que el edificio está ubicado en la zona sísmica 3 y sobre un suelo tipo C según la NCh 433 of 96 Mod 2009. Adicionalmente se considera en el análisis el registro sísmico con el espectro de respuesta similar al espectro elástico definido por la norma NCh 433.

3.1.3.1 Zona 3 Suelo C

Según el D.S. 61 [13] el espectro de elástico está determinado según la siguiente ecuación:

$$S_a = S A_o \alpha I \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

S_a Aceleración espectral de diseño.

S Parámetro que depende del tipo de suelo.

A_o Aceleración efectiva máxima del suelo.

I Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

α Factor de amplificación de aceleración espectral.

Donde el factor de amplificación α se determina para cada período de vibración n según la ecuación:

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

Tal que:

T_n Período de vibración del modo n

T_o y p Parámetros que dependen del tipo de suelo

Los parámetros del análisis sísmico y dependientes del tipo de suelo se encuentran detallados en la tabla 3.1 y 3.2 respectivamente.

Tabla 3.1- Parámetros de diseño sísmico

Zona sísmica	3
Tipo de suelo	C
Categoría de edificio	II
I	1.0
A_o	0.4 g

Tabla 3.2- Parámetros dependientes del tipo de suelo

S	T_o (seg)	T_n (seg)	p
1.05	0.40	1.40	1.60

De este modo es posible determinar el espectro de respuesta sísmico elástico considerado en el análisis de este trabajo de título. El gráfico 3.1 muestra los resultados obtenidos.

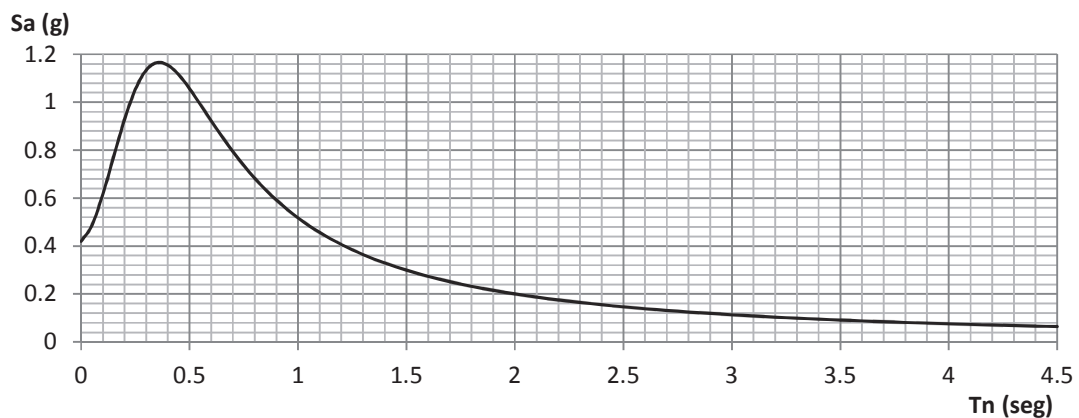


Gráfico 3.1 Espectro elástico zona 3 y suelo C

Para determinar la demanda sísmica utilizada para el análisis en el tiempo de las distintas configuraciones estructurales, se comparan los distintos registros sísmicos que tienen un espectro de respuesta similar al espectro de respuesta elástico para una estructura ubicada en una zona sísmica 3 y sobre un tipo de suelo C. En este caso de análisis se comparan seis registros sísmicos: Angol 2010, Lolleo 1985, Concepción 2010, Constitución 2010, Viña 1985 y Viña 2010.

Para cada registro sísmico se obtiene su espectro de respuesta con un amortiguamiento del 5% y posteriormente se compara con el espectro elástico descrito anteriormente. Los resultados obtenidos para cada registro sísmico sin escalar se encuentran detallados en el gráfico 3.2.

Es posible determinar que el espectro generado por el registro de Constitución se encuentra en todo instante por sobre el espectro para un zona 3 y tipo de suelo C (gráfico 3.3).

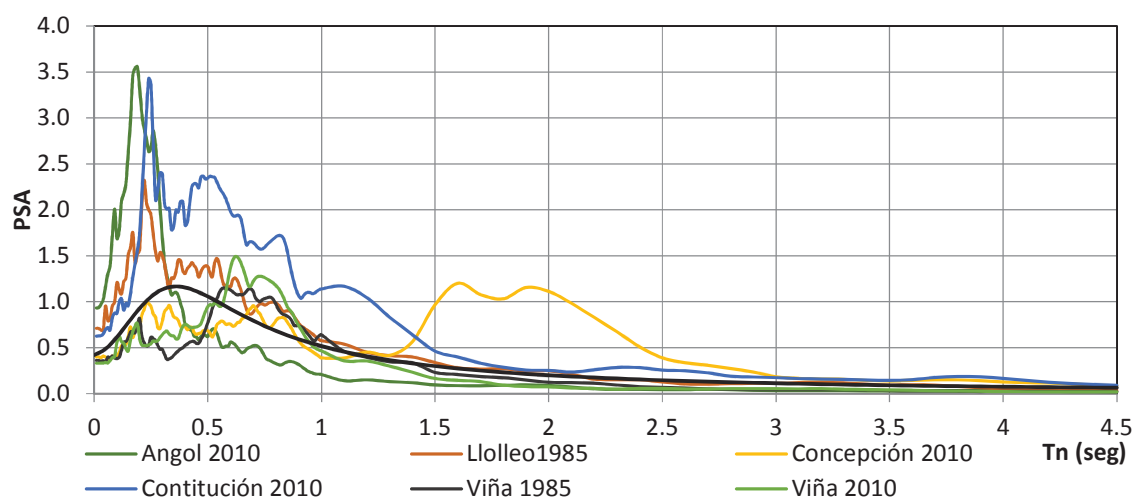


Gráfico 3.2 Espectro de respuesta de los registros de Angol, Lolleo, Concepción, Constitución y Viña del Mar.

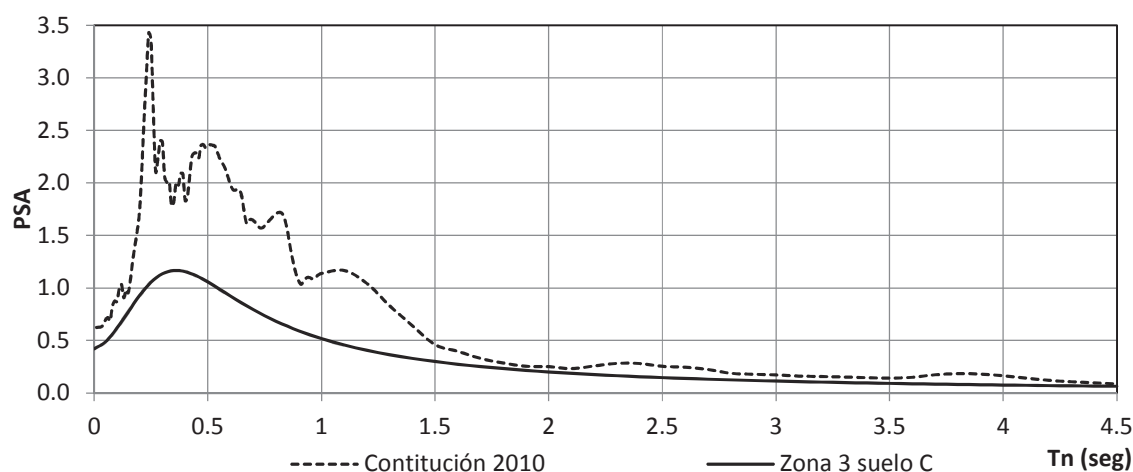


Gráfico 3.3 Espectro de respuesta Constitución 2010 y espectro elástico zona 3 suelo C

Se considera para el análisis tiempo-historia de las distintas configuraciones estructurales el registro de Constitución 2010. La tabla 3.3 resume los valores característicos del registro indicando la aceleración máxima y el instante de tiempo que ocurre.

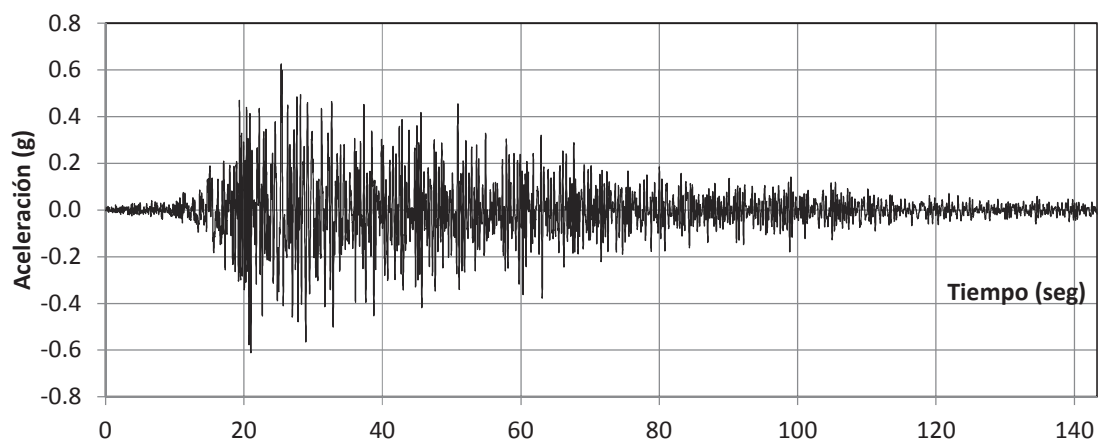


Gráfico 3.4 Registro sísmico de Constitución 2010 [14]

Tabla 3.3- Datos registro de Constitución 2010

Registro	Constitución
Fecha	Febrero 27, 2010
PGA	0.63g a 25 seg

3.2 Materiales

3.2.1 Hormigón

Las columnas, losas y vigas son de hormigón H-30, detallando las propiedades físicas y resistencia de compresión en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 - Propiedades físicas y resistencia del hormigón H-30

Propiedades	H-30	
Resistencia cilíndrica (f'_c)	250	[kg/cm ²]
Peso específico (γ)	2.5	[ton/m ³]
Módulo de elasticidad (E_c)	240000	[kg/cm ²]
Módulo de corte (G)	99480	[kg/cm ²]

3.2.2 Armadura

Se utiliza para el refuerzo de vigas y columnas barras de acero con resaltes de calidad A630-420H, donde se detallan sus propiedades físicas en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 - Propiedades físicas del refuerzo A630-420H

Propiedades	A630-420H	
Tensión de fluencia(f_y)	4200	[kg/cm ²]
Tensión de rotura (f_u)	6300	[kg/cm ³]
Módulo de elasticidad (E_s)	2.1x10 ⁶	[kg/cm ²]

3.3 Estructura

Las estructuras analizadas corresponden a cuatro edificios de hormigón armado con nueve pisos de altura en base a marcos con distintas configuraciones para un mismo esqueleto estructural. La planta tipo que se muestra en la figura 3.1 tiene una extensión de 24 [m] en la dirección X e Y, con una separación entre cada eje de 6 [m], resultando 4 ejes resistentes transversales y longitudinales.

Según las cargas permanentes y sobrecargas establecidas en 3.1.1 y 3.1.2 respectivamente la estructuración tiene un período de 1.04 segundos. De este modo se considera un eje representativo de la estructura (figura 3.2) considerando un área tributaria sobre las vigas de 3x3x2 m² equivalente a una carga uniformemente distribuida de 3x6 m². Además se contempla la carga axial sobre cada columna, representado con una carga puntual sobre cada nivel con un área tributaria de 27 m².

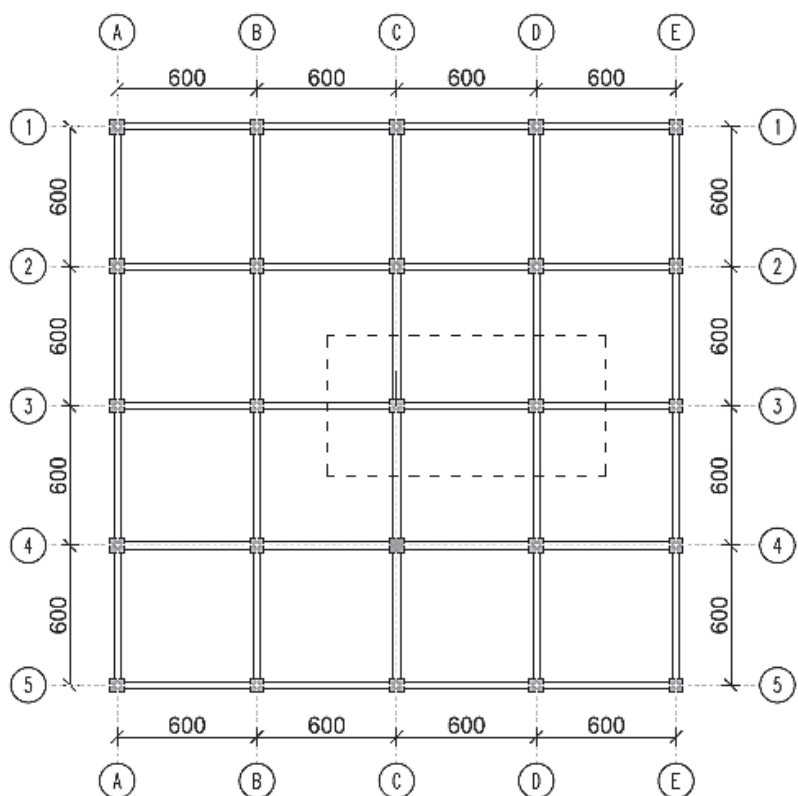


Figura 3.1 Planta piso tipo de las distintas configuraciones estructurales

3.3.1 Criterio de rigidez mínima

Para determinar las dimensiones de cada sección de las distintas configuraciones estructurales, se utiliza como criterio que el desplazamiento máximo relativo entrepisos consecutivos medidos en el centro de masa del piso no sea mayor a la altura del piso multiplicada por 0.002 para el corte de diseño sísmico según la norma NCh 433 of 96 Mod 2003 [15].

La figura 3.2 detalla el esqueleto estructural representativo para un edificio de oficinas, utilizado para determinar la rigidez mínima y posteriormente considerado para el análisis de las distintas configuraciones estructurales para determinar la distribución de la energía en el tiempo de duración del registro sísmico.

El eje representativo corresponde a una simplificación utilizada en el análisis y la obtención de los resultados, sin embargo es válido para un estudio mediante el enfoque energético conservando el principio básico de energía que depende básicamente del período fundamental de vibrar y la masa de la estructura.

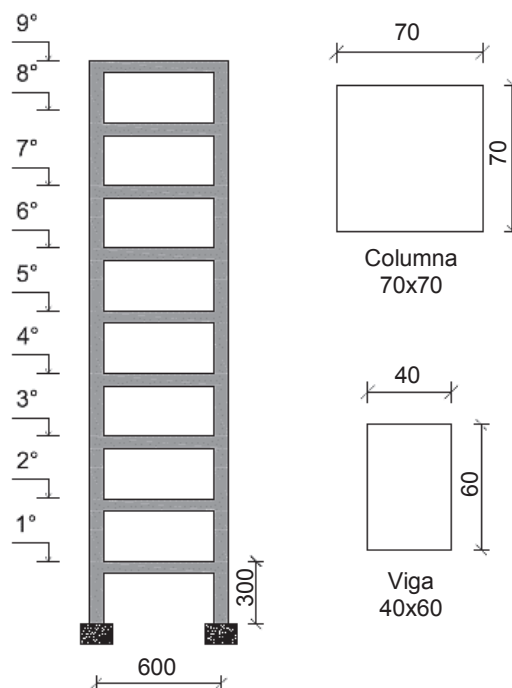


Figura 3.2 Esqueleto estructural representativo de un edificio de oficinas

La tabla 3.6 resume los resultados obtenidos del análisis previo al dimensionamiento de las distintas configuraciones estructurales ubicadas en zona 3 y sobre un suelo tipo C según la clasificación de la norma NCh 433 of 96 Mod 2009 [15].

Tabla 3.6 - Resultados del análisis para la rigidez mínima de las distintas configuraciones estructurales

Peso (P)	480	[ton]	
Período (T^*)	1.19	[seg]	
Corte elástico (Q_e)	166	[ton]	35%
Corte mínimo (Q_{min})	34	[ton]	7%
Corte máximo (Q_{max})	71	[ton]	15%
Corte reducido (Q_e/R)	18	[ton]	4%
R	9.0		
R_1	5.0		

El grafico 3.5 muestra el espectro elástico y el espectro de diseño utilizado para la rigidez mínima de cada configuración estructural.

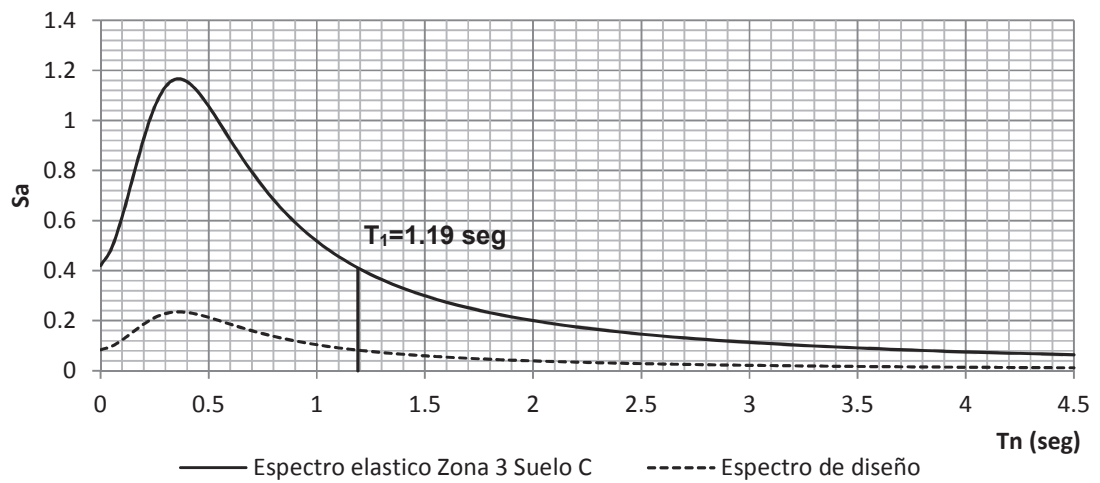


Gráfico 3.5 Espectro elástico zona 3 Suelo C y espectro de diseño según la norma NCh 433 ^[15]

En el gráfico 3.6 se muestran los desplazamientos relativos entrepisos, con un valor máximo de 1.95 ‰ en el tercer piso de la edificación. Esto indica que el esqueleto estructural establecido cumple con el criterio adoptado para la rigidez mínima de la estructuración.



Gráfico 3.6 Desplazamientos relativos entrepisos

Se consideran cuatro configuraciones estructurales distintas para el mismo esqueleto estructural, detalladas en la tabla 3.7 donde se indican los dispositivos de control sísmico utilizados en cada estructuración.

Tabla 3.7 - Configuraciones estructurales

Configuración estructural	Dispositivo de control sísmico
Estructura con respuesta elástica	Sin dispositivos adicionales. Con respuesta solo en el rango elástico
Estructuración tradicional	Sin dispositivos adicionales. Con la capacidad de desarrollar ductilidad
Estructura con aislación basal	Aislación basal
Estructuración mixta	Aislación basal y Disipación de energía

Para el análisis de las estructuras se consideran que sus elementos se encuentran empotrados en la base, por lo que no se diseñan las fundaciones y losas de las estructuras, sin embargo se consideran losas de 15 [cm] de espesor y se asume que aportan características de diafragma rígido en los niveles de piso de cada estructuración.

Capítulo IV

4. Estructura con respuesta elástica

La primera configuración estructural tiene comportamiento solo en el rango lineal, sin presencia de dispositivos adicionales de aislación basal y disipadores de energía, con un amortiguamiento inherente del 5% (Figura 4.1).

El marco tiene principalmente esfuerzos de flexión, por lo cual será motivo de análisis el diagrama de momento curvatura de cada sección. En un sistema completamente elástico (sin amortiguamiento), la relación entre M y φ es una recta. A medida que aumenta la constante de amortiguamiento C la forma de la relación entre M y φ deja de ser una recta, correspondiente al comportamiento de la primera configuración estructural.

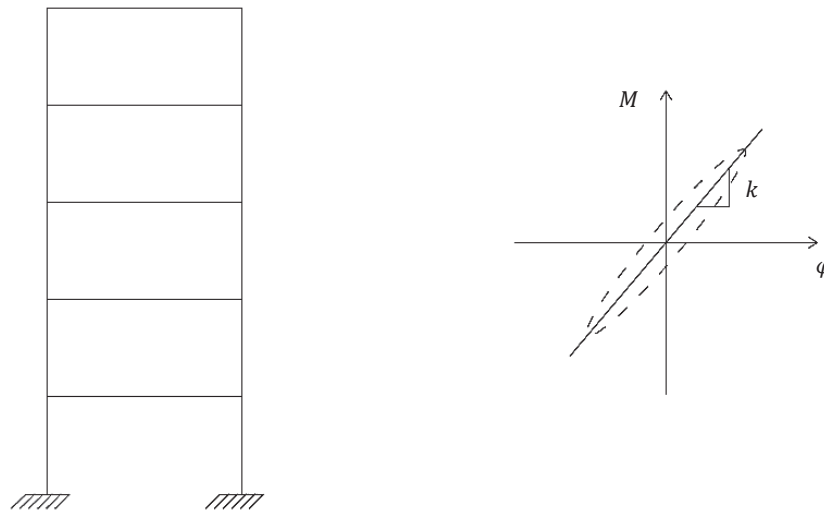


Figura 4.1 Estructura con respuesta elástica

Las características específicas de la estructuración se encuentran descritas en el análisis tiempo-historia, describiendo el modelo considerado en el análisis para obtener la distribución de la energía en el tiempo.

El presente capítulo se distribuye en modos de vibrar, análisis tiempo-historia y distribución de la energía en el tiempo. Finalmente se correlaciona el daño estructural y no estructural según las aceleraciones máximas de piso, desplazamientos relativos entrepisos y desplazamientos máximos de piso.

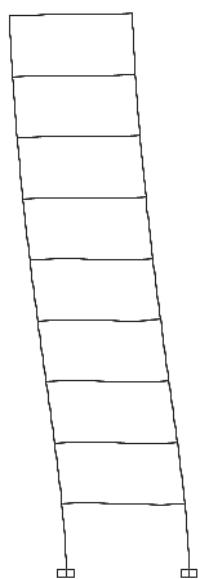
4.1 Modos de vibrar

Se incluyen dentro del análisis todos los modos normales tal que la suma de las masas equivalentes en la dirección de análisis sea mayor o igual a un 90% de la masa total de la edificación. En la tabla 4.1 se encuentran especificados los resultados obtenidos del análisis modal, indicando el número de modos, período, masa equivalente y la masa acumulada para cada modo de vibrar.

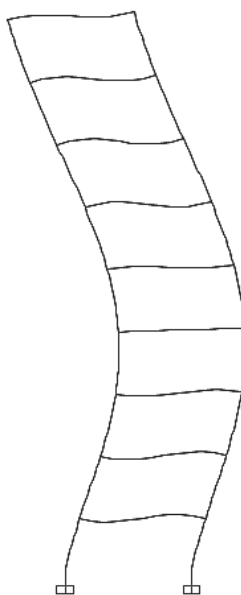
Tabla 4.1- Resultados del análisis modal

Modo	Período (seg)	M_{nx} (%)	% Acumulado de M_{nx}
1	1.19	0.78	0.78
2	0.36	0.12	0.90
3	0.19	0.05	0.94

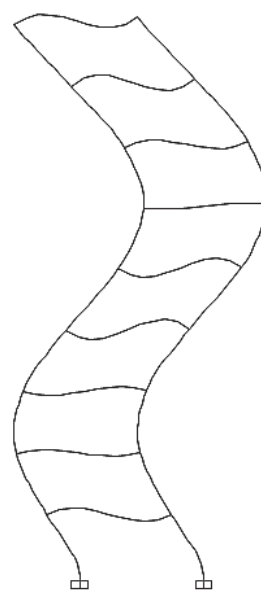
La figura 4.2 muestra los modos de vibrar de la estructura con su respectivo período. Esto indica que el primer modo tiene una masa equivalente del 78% del total de la masa de la estructura y será el período fundamental de vibración de la estructura con respuesta elástica para los análisis según el enfoque energético.



Modo 1 $T = 1.19$ seg



Modo 2 $T = 0.36$ seg



Modo 3 $T = 0.19$ seg

Figura 4.2 Modos de vibrar

4.2 Análisis tiempo-historia

4.2.1 Características del modelo

La estructura tiene principalmente esfuerzos a flexión con deformaciones en el rango elástico, es decir sin deformaciones en el rango inelástico y por ende sin energía disipada por efectos histeréticos de los elementos.

Para efectos de análisis de este trabajo de título, se considera la inercia bruta de las secciones (vigas y columnas) sin pérdida de recubrimiento. De este modo no será necesario determinar el refuerzo longitudinal de los elementos. Adicionalmente se considera un amortiguamiento inherente del 5% correspondiente a estructuras de hormigón armado.

4.3 Distribución de la energía

Considerando que las condiciones iniciales para el sistema son cero tanto desplazamiento como velocidad, la ecuación que describe el movimiento en vibración libre para un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento es conocido y el período corresponde a:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sqrt{\frac{M}{k}} \approx 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

En estructuras convencionales la fracción de amortiguamiento (ξ) suele ser pequeña y por lo tanto el período de vibración de la estructura es muy cercano al correspondiente de a un sistema elástico sin amortiguamiento [Akiyama, 2002].

El grafico 4.1 muestra la distribución de la energía en el tiempo, donde la energía de entrada no es monótona creciente, sino que presenta pequeñas variaciones en instantes de tiempo determinados. La energía disipada por amortiguamiento inherente de la estructura es monótona creciente hasta alcanzar su valor máximo.

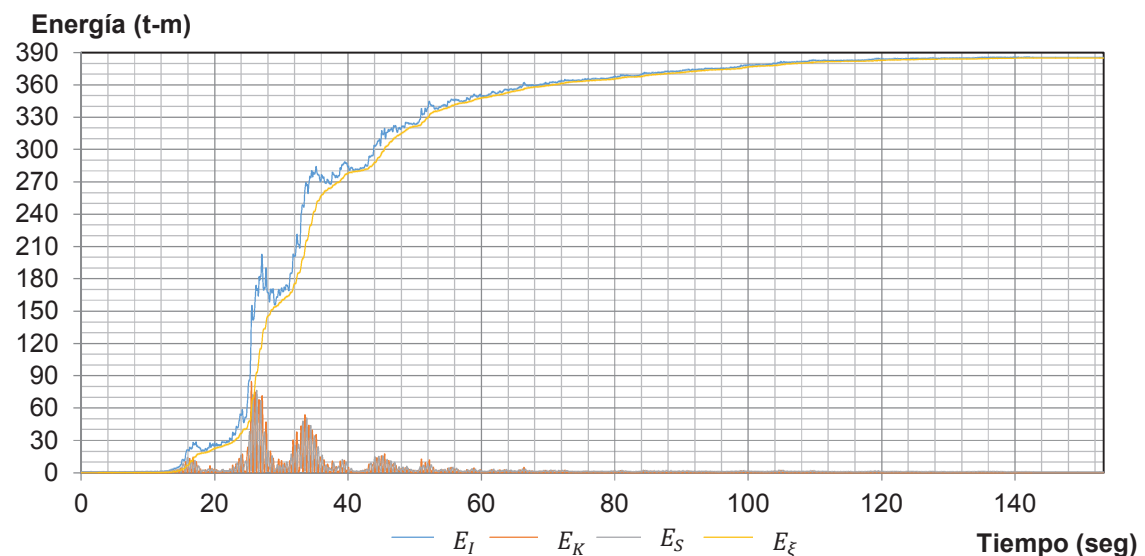


Gráfico 4.1 Distribución de la energía en el tiempo.

La ecuación 2.6 indica que la energía se distribuye en energía almacenada y disipada. De este modo la energía disipada corresponde a la energía de salida del sistema (output energy, E_o). Para efectos de análisis mediante el enfoque energético, la variación de la energía por unidad de tiempo se denomina como potencia. En este trabajo de título se denomina como “potencia de entrada” a la variación de la energía de entrada por unidad e tiempo y “potencia de salida” a la variación de la energía de salida por unidad de tiempo.

A medida que ingresa energía al sistema estructural, esta debe salir mediante el mecanismo de disipación y no permanecer almacenada en forma de energía mecánica. Esto es con el propósito de limitar el daño sobre los elementos no estructurales y sobre el contenido de la edificación. El grafico 4.2 detalla el porcentaje final de energía disipada y almacenada en la estructuración, indicando que toda la energía de entrada es disipada completamente por el amortiguamiento inherente de la estructura.

El grafico 4.3 presenta la potencia de entrada y salida del sistema estructural. Transcurrido los primeros 14 segundos es posible apreciar una pequeña variación en la energía de entrada, sin embargo a los 26 segundos ocurre la máxima potencia de entrada de la energía con un valor cercano a 80 (t-m). Esto ocurre en el mismo instante de tiempo en que ocurre la máxima energía cinética del sistema y un segundo después de la máxima aceleración del suelo.

Debido a que la estructura solo disipa energía por amortiguamiento inherente, la potencia de salida corresponde a la energía disipada por amortiguamiento inherente de la estructura. Sin embargo la cantidad de energía disipada por este concepto no suele ser importante. No obstante el efecto de disipación de energía por amortiguamiento inherente es importante en estructuras grandes de corto período de vibración ($\xi \geq 0.05$), entonces es necesario abordar el problema de como evaluarlo en relación con el comportamiento no lineal de la estructura [Akiyama, 2002].

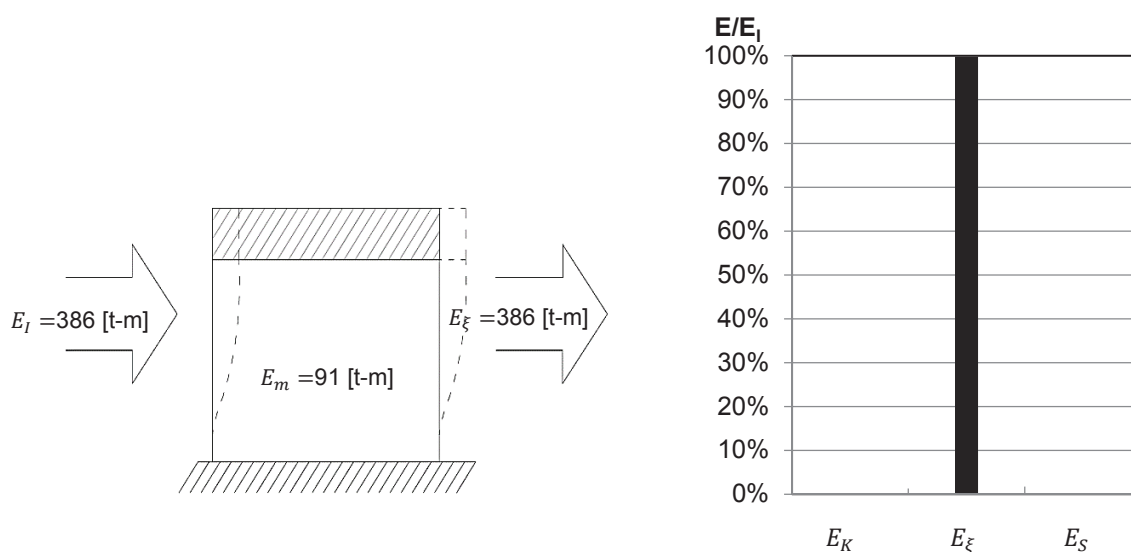


Figura 4.3 Esquema valores máximos de la energía

Gráfico 4.2 Porcentaje final de energía almacenada y disipada

Es posible observar que la energía ingresa al sistema estructural de manera selectiva en instantes de tiempo específicos. A este intervalo de tiempo que presentan las mayores potencias de entrada, en este trabajo de título se denomina como pulso. Desde el punto de vista energético, la respuesta del sistema elástico presenta dos características básicas de la energía disipada por amortiguamiento inherente en cada pulso. La potencia de salida tiene un tiempo de respuesta óptimo, es decir la máxima potencia de salida ocurren en el mismo pulso que ocurre la máxima potencia de

entrada. Sin embargo la velocidad de la potencia de entrada es menor a la velocidad que ingresa la energía a la estructura. Todo esto indica que la respuesta energética del sistema elástico es ineficiente energéticamente hablando.

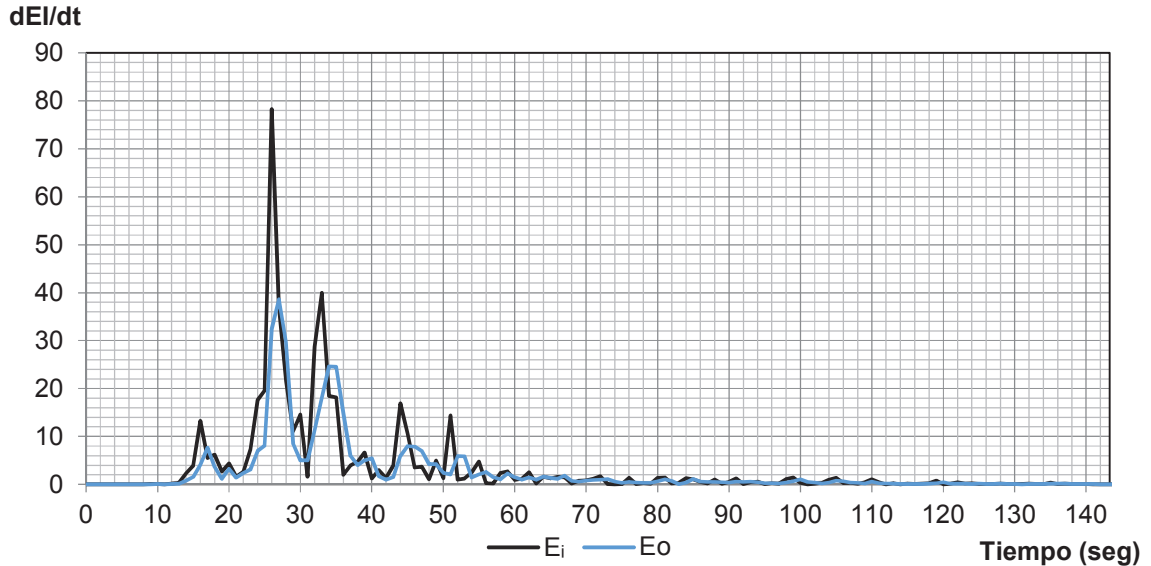


Gráfico 4.3 Potencia de entrada y salida

Existen cinco pulsos marcados en el sistema elástico como se muestra en el gráfico 4.3. En el segundo pulso que presenta la máxima potencia de entrada, la estructura con respuesta elástica solo disipa el 59% de la energía de entrada. Esto permite que la estructura almacene 85 [t-m] en forma de energía mecánica, que se traduce en grandes aceleraciones de piso y grandes desplazamientos relativos entre pisos.

En el cuarto y quinto pulso de análisis es posible distinguir otra característica de la respuesta energética del sistema elástico. La potencia de salida tiene un tiempo de respuesta retardado, disipando la energía que ingresa al sistema después que ocurre la máxima potencia de entrada. Además la velocidad de la energía de salida es inferior a la velocidad que ingresa energía al sistema estructural. Este fenómeno se produce debido a que el mecanismo de disipación es sólo el amortiguamiento inherente de la estructura, que disipa energía de manera lenta y con un tiempo de respuesta retardado para instantes de tiempo superiores.

Para instantes de tiempo superiores a 56 segundos no se aprecian fuertes variaciones tanto en la energía de entrada como en la energía de salida. Esto indica que no es necesario considerar el registro sísmico completo para poder obtener la energía de entrada del sistema estructural. Sin embargo, para sistemas que tienen distintos mecanismos de disipación a disipar la energía sólo mediante el amortiguamiento inherente, es un factor importante los ciclos de histéresis que ocurren para tiempos superiores y pueden presentarse variaciones de energía para tiempos superiores. Esta situación será analizada en la estructuración tradicional del capítulo V.

4.4 Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos

Para determinar la correlación entre las aceleraciones y las deformaciones relativas de entre piso con el daño sobre elementos no estructurales, es analizar los valores máximos cada indicador por separado en el instante de tiempo de la máxima demanda sísmica. En el gráfico 4.4 se presentan las aceleraciones de piso a los 26 segundos, instante que el último piso de la estructura tiene su aceleración máxima de 2.1 g.

A los 26 segundos la energía almacenada corresponde a 85 [t-m] con una velocidad máxima de 3.0 m/s. Al igual que la energía de entrada y la energía de salida, la energía almacenada disminuye considerablemente trascurrido 54 segundos del movimiento sísmico con variaciones no superiores a 3 (t-m).

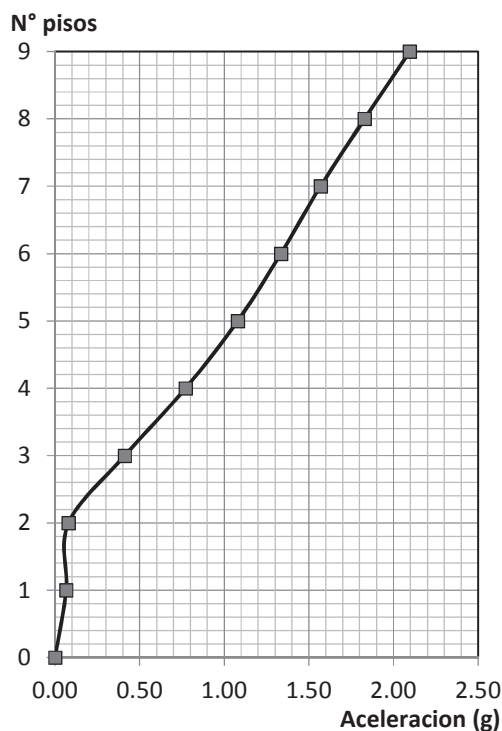


Gráfico 4.4 Aceleraciones máximas de piso



Gráfico 4.5 Desplazamientos relativos entrepisos

Adicionalmente el gráfico 4.5 muestra los máximos desplazamientos relativos entrepisos, con un valor cercano al 2.5%. Esto se traduce en un daño sobre el contenido de la estructura limitando su factibilidad de permanecer operativo durante y después del movimiento sísmico.

La energía almacenada es un parámetro confiable para la estimación de daños sobre elementos no estructurales, indicando que grandes valores de energía cinética se traducen en grandes aceleraciones de piso y por lo tanto en daños sobre el contenido de la edificación.

4.5 Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes

La energía por deformación elástica corresponde a aquella que desaparece al eliminar la carga, sin embargo la energía por histéresis permanece y se va acumulando monótonamente hasta alcanzar la situación de colapso. Esto indica que la energía por deformación plástica o histerética representa el daño sobre elementos estructurales.

Es necesario determinar las demandas máximas de desplazamiento de la estructura debido a la acción sísmica dado que la rotura de los elementos estructurales no está controlada solamente por la cantidad de energía histerética, sino también por la amplitud de dichos ciclos. Por ello, las deformaciones máximas tienen importancia al ser un valor representativo de la amplitud de los ciclos [Akiyama, 2002].

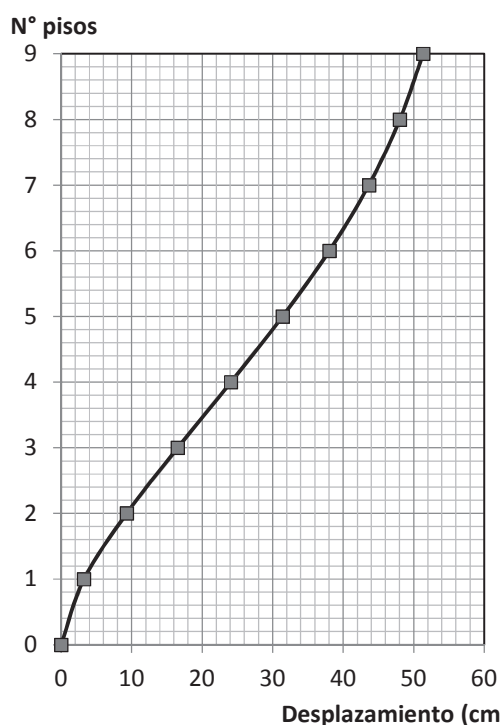


Gráfico 4.6 Desplazamientos máximos de piso

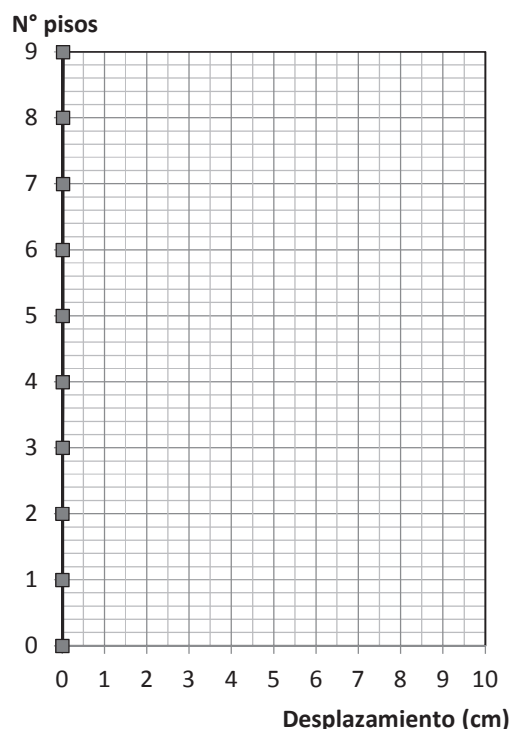


Gráfico 4.7 Deformaciones remanentes

El gráfico 4.6 muestra los máximos desplazamientos de piso. Los desplazamientos máximos de cada piso ocurren en instantes de tiempo cercanos, sin embargo a los 26 segundos el desplazamiento máximo de techo corresponde a 51 cm. Debido a que la estructura permanece en el rango lineal de los materiales no se presentan deformaciones remanentes después de ocurrido el movimiento del suelo (gráfico 4.7) y la energía final almacenada por la estructura es nula.

La figura 4.6 presenta los esfuerzos máximos de carga axial y flexión, resumiendo los valores máximos de cada elemento en la tabla 4.2. La cuantía necesaria para entregar la resistencia requerida de cada sección se encuentra por sobre las cuantías máximas establecidas en los códigos de diseño vigentes.

Para proporcionar la resistencia requerida de cada sección y que el sistema estructural tenga una respuesta en el rango elástico, es necesario aumentar las secciones de los elementos estructurales, tanto vigas como columnas. Esto modifica la rigidez del sistema estructural y por lo

tanto disminuye el periodo de la estructura. Finalmente para un periodo menor, los desplazamientos de la estructura serán menores y no los que se presentan en el grafico 4.6. Debido a presentar menores desplazamientos, la energía mecánica almacenada del sistema estructural será menor al valor indicado en la figura 4.3. Sin embargo el objetivo de este trabajo de título es comparar la respuesta sísmica de un mismo esqueleto estructural con distintas estrategias estructurales para enfrentar un movimiento sísmico de alta intensidad.

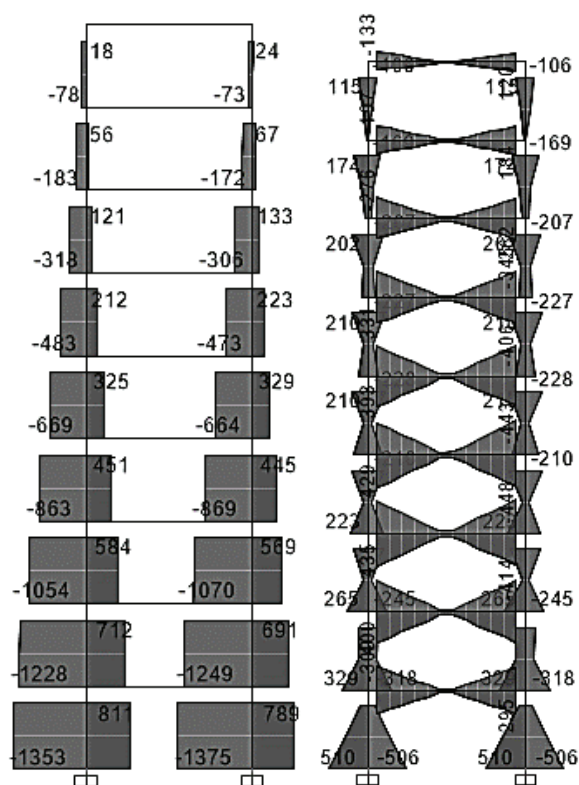


Figura 4.4 Envolvente de esfuerzos máximos de carga axial y flexión

Tabla 4.2- Resumen esfuerzos máximos de los elementos y cuantías requeridas

Elemento	Piso	$P_u max$ [ton]	$P_u min$ [ton]	$M_u max$ [ton-m]	$M_u min$ [ton-m]	ρ (%)
Columna	01	-1375	811	510	-506	30
Viga	03	0	0	435	-448	19

Capítulo V

5. Estructuración tradicional

El diseño tradicional de estructuras resistentes a cargas sísmicas permite que ciertos elementos tengan un comportamiento en el rango no lineal, sin que exista un colapso de la estructura. El diseño tradicional de marcos especiales tiene la capacidad de desarrollar ductilidad en la base de las columnas del primer piso y las vigas de cada piso, lo que permite disipar energía por efectos histeréticos del sistema. Esto reduce la energía mecánica que almacena el sistema estructural y por lo tanto se presentan menores daños sobre los elementos no estructurales y sobre el contenido de la estructura.

En la figura 5.1 se presenta la estructuración tradicional que tiene principalmente esfuerzos a flexión. Adicionalmente, la estructura considera el comportamiento no lineal de un número determinado de elementos.

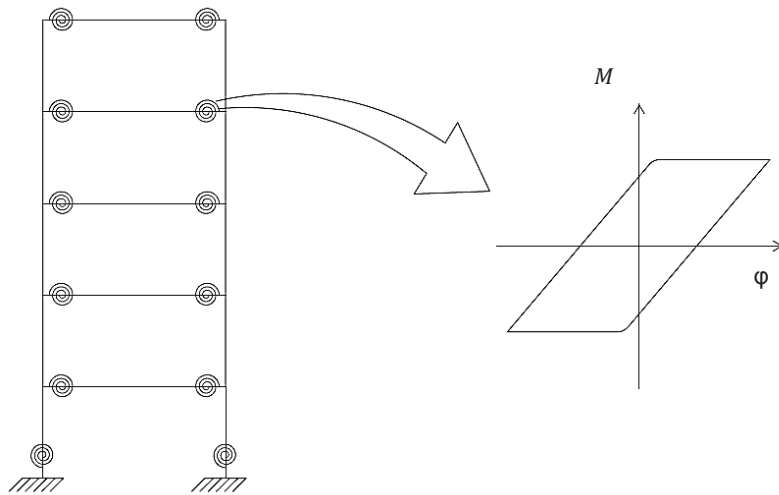


Figura 5.1 Estructuración tradicional con comportamiento elasto-plástico

La estructuración tradicional considera el diseño de los elementos (vigas y columnas) según la Norma NCh 433 of 96 Mod 2009 y el código ACI 318-11 [16].

5.1 Diseño de elementos

5.1.1 Combinaciones de carga

Para el diseño de elementos estructurales en la edificación tradicional se deben contemplar combinaciones de carga establecidas en la NCh 3171 of 2010 [17], donde se detalla que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas siguientes:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.4E + L$$

$$U = 0.9D + 1.4E$$

Donde:

U	Resistencia de diseño requerida
D	Carga permanente
L	Carga de uso o viva
E	Carga sísmica

Los elementos estructurales deben ser diseñados considerando una resistencia mayor a la resistencia requerida en cualquier parte de la sección (ecuación 5.1) y conforme a lo establecido en el código ACI 318-11 [16].

$$\phi \text{ Resistencia nominal} \geq \text{Resistencia última}$$

Ecuación 6.1

La figura 5.2 muestra los diagramas de carga axial y flexión obtenidos mediante las combinaciones de carga descritas. El diseño de secciones corresponderá a elementos sometidos a flexión (vigas) y flexo-compresión (columnas) basados en el capítulo 21 del código ACI 318-11, válido para marcos especiales. Considerando que la estructura está sometida principalmente a esfuerzos de flexión, solo se determina la armadura longitudinal de la sección y por ende la curva de comportamiento correspondiente (momento-curvatura).

El dimensionamiento indicado en el capítulo III para vigas y columnas cumple con lo establecido en el código de diseño ACI 318-11, con 40 cm de ancho para vigas de una luz de 6 m.

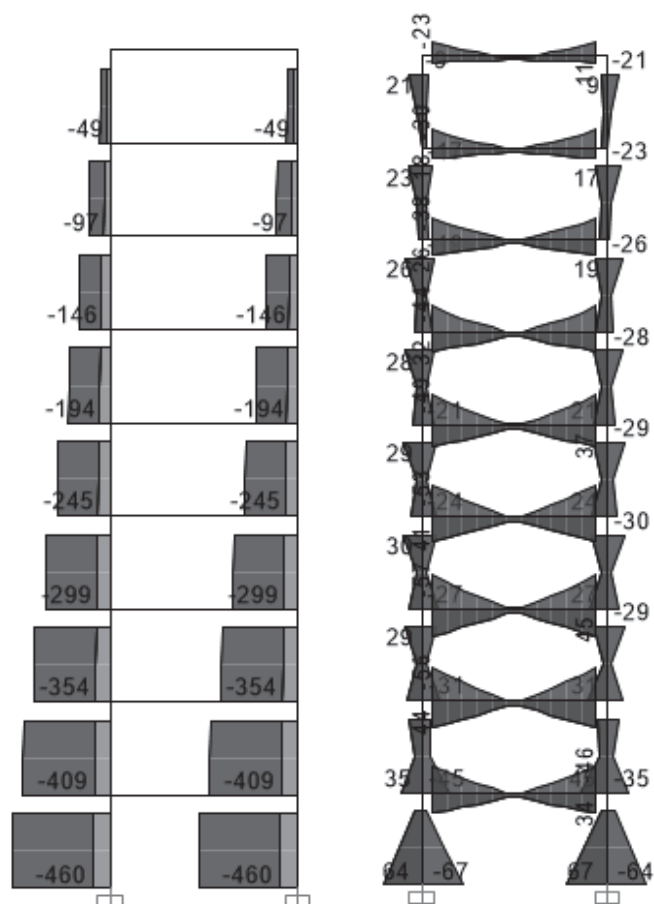


Figura 5.2 Envolvente de carga axial y flexión

5.1.2 Diseño de vigas

Según los diagramas de carga axial y flexión obtenidos según las combinaciones de carga, los valores máximos a flexión corresponden a los descritos en la tabla 5.1. La distribución del refuerzo longitudinal de cada sección se presenta en la figura 5.3.

Tabla 5.1- Solicitaciones máximas elementos sometidos a flexión en la estructuración tradicional

Combinación	M_u solicitado (ton - m)	A_s requerida (cm ²)	A_s proporcionada (cm ²)	ρ proporcionada	M_n (ton - m)
1.2D + 1.4E + L	-57	30	29	1.3%	60
0.9D + 1.4E	45	23	29	1.3%	60

Para efectos de análisis se considera la armadura superior igual a la armadura inferior a lo largo de toda la sección de cada elemento sometido a flexión. Esta consideración permite obtener un diagrama de momento curvatura simétrico y que se puede determinar considerando la compatibilidad de deformaciones (figura 5.4) y el equilibrio de fuerzas es igual a cero.

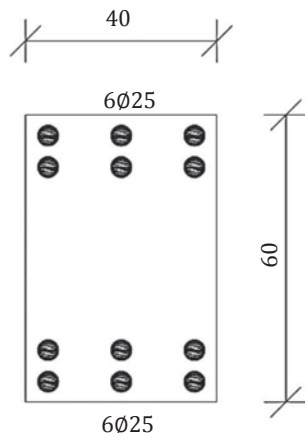


Figura 5.4 Refuerzo longitudinal viga 40x70 cm²

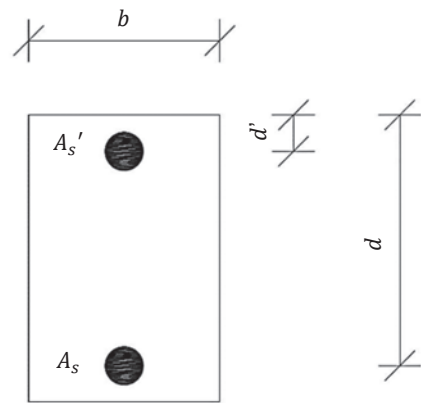


Figura 5.3 Modelo de cálculo momento curvatura viga 40x70 cm²

La curvatura de una sección se define como el ángulo de giro relativo entre dos secciones separadas a una distancia unitaria. Considerando un elemento de una pequeña longitud L , para rotaciones pequeñas θ , la curvatura corresponderá a:

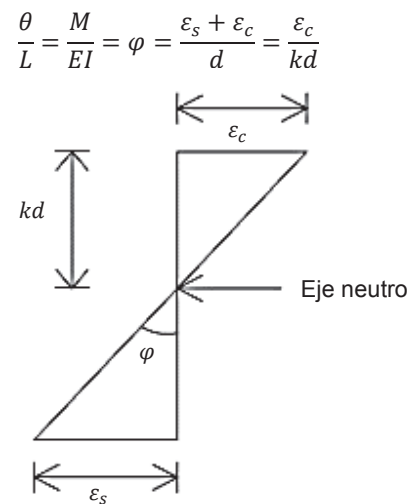


Figura 5.5 Diagrama de deformación unitaria de un elemento sometido a flexión. Fuente: Park y Paulay, 1988

La tabla 5.2 muestra los resultados obtenidos, presentado el diagrama de deformación unitaria en la figura 5.6.

Tabla 5.2 Datos curva momento curvatura Viga 40x60cm²

Punto	ε_s	ε_s'	ε_c	c (cm)	Tracción (ton)	Compresión (ton)	Curvatura (rad/m)	Momento (t-m)
Fluencia	0.002	0.0007	0.0011	18.9	126	126	0.0059	58
Ultimo	0.013	0.0009	0.003	9.9	126	126	0.0304	60

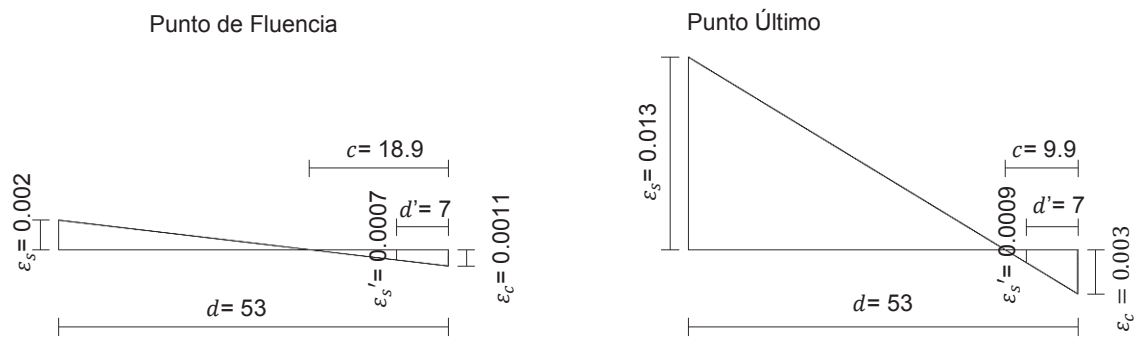


Figura 5.6 Diagrama de deformación unitaria de la viga 40x60 cm²

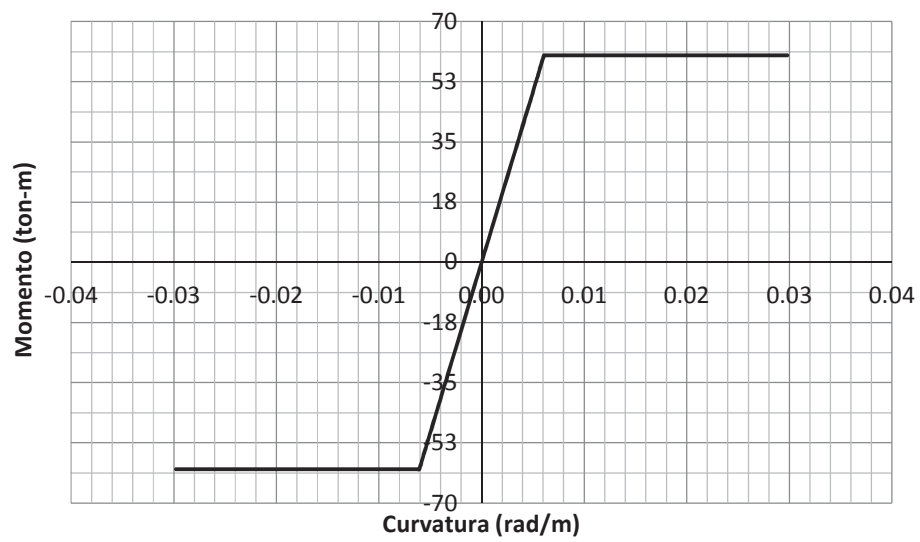


Gráfico 5.1 Diagrama de momento curvatura viga 40x60 cm²

5.1.3 Diseño de columnas

Según los resultados obtenidos y representados en la figura 5.2 con los diagramas de carga axial y flexión respectivamente, la máxima carga axial corresponde a 460 [ton] en el primer piso y un momento de 67 [ton-m]. De este modo es posible determinar la capacidad de la sección, estableciendo distintas distribuciones del refuerzo longitudinal y verificando que la resistencia nominal de diseño de la sección sea mayor que las solicitaciones obtenidas de las distintas combinaciones de carga. La distribución del refuerzo longitudinal utilizada en el análisis corresponde a 8 barras longitudinales de 2.8 cm de diámetro, lo cual corresponde a una cuantía del 1.0% (figura 5.6).

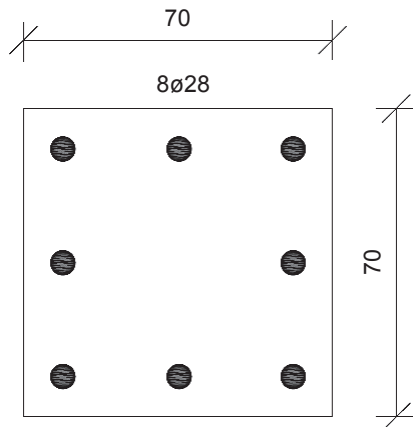


Figura 5.8 Refuerzo longitudinal columna 70x70 cm²

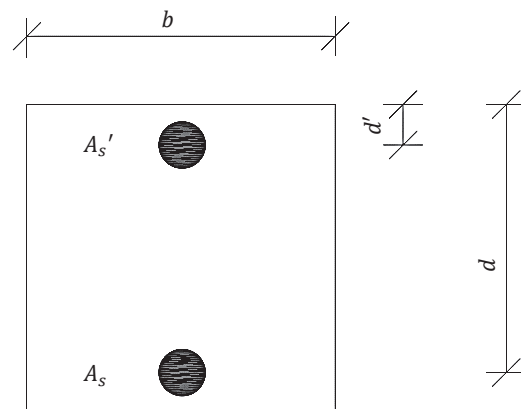


Figura 5.7 Modelo de cálculo momento curvatura columna 70x70 cm²

El grafico 5.2 determina la resistencia nominal y de diseño de cada sección según los resultados obtenidos. Es posible identificar que las solicitaciones se encuentran por debajo de la resistencia de diseño proporcionada a la sección.

El diseño de marcos especiales permite el comportamiento no lineal de las columnas del primer piso sin que ocurra el colapso de la estructura. De este modo se obtiene la máxima carga axial del piso y se obtiene el diagrama de momento-curvatura. Para efectos de análisis se contempla el promedio de la carga axial máxima y mínima del primer piso para determinar la curva de comportamiento de la sección.

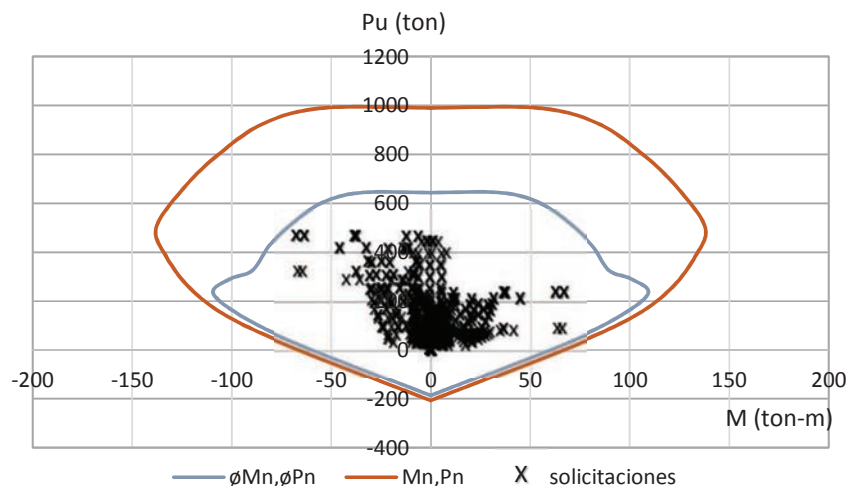


Gráfico 5.2 Diagrama de interacción columna 70x70 cm² con una cuantía 1.0%

La tabla 5.3 presenta carga axial máxima y mínima del primer piso con su respectivo momento nominal obtenido según el diagrama de interacción representado en el gráfico 5.2.

Tabla 5.3- Solicitaciones máximas y mínimas de Columna 70x70 cm²

$P_u \text{ max (ton)}$	$P_u \text{ min (ton)}$	$M_n \text{ max (ton - m)}$	$M_n \text{ min (ton - m)}$
460	80	136	87

Para determinar la curva de comportamiento de la sección, es necesario realizar el procedimiento descrito el diseño de vigas modificando la condición de equilibrio de fuerzas que deberá ser igual a la carga axial de la sección en primer piso de la estructura. Los resultados obtenidos son presentados en la tabla 5.4 y el gráfico 5.3.

Tabla 5.4- Datos momento curvatura columnas 70x70cm²

Punto	ϵ_s	ϵ_s'	ϵ_c	c (cm)	Tracción [ton]	Compresión [ton]	Curvatura [rad/m]	Momento [ton - m]
Fluencia	0.002	0.001	0.0016	28.9	85	355	0.005	115
Ultimo	0.005	0.002	0.003	24.4	115	385	0.013	122

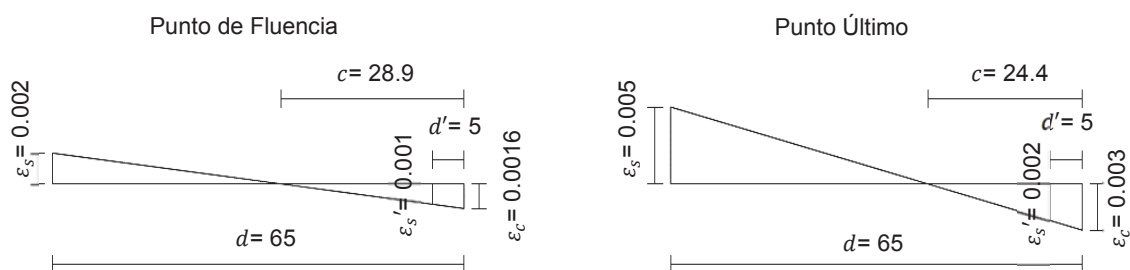


Figura 5.9 Diagrama de deformación unitaria columna 70x70 cm²

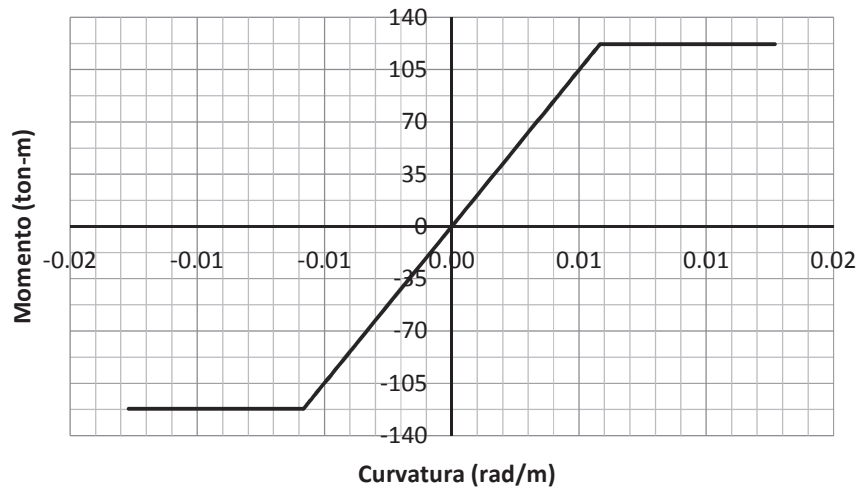


Gráfico 5.3 Diagrama de momento curvatura Columna 70x70 cm²

Adicionalmente el diseño establecido para la estructuración tradicional cumple con lo establecido en el párrafo 21.5 del código ACI 318-11 valido para marcos especiales, esto es el criterio de columna fuerte y viga débil. Según la planta tipo de la figura 3.1 (capítulo III) y la elevación del eje resistente, cada nudo tiene 2 vigas y la ecuación del criterio columna fuerte-viga débil está dada por:

$$\sum M_n \text{ columnas} \geq 1.2 \sum M_n \text{ vigas}$$

El criterio debe cumplirse en todos los niveles de la estructura, por lo cual se considera el caso más desfavorable, esto es la columna con menor carga axial. Según el diagrama de interacción de la columna (grafico 5.2) y la menor carga axial del nivel, el momento nominal de la columna corresponde a 72 (t-m) y el momento nominal de la viga corresponde a 60 (t-m). De este modo el criterio de columna fuerte-viga débil está calculado como:

$$\sum (72 + 72) \geq 1.2 \sum (60 + 60)$$

$$\frac{144}{120} \geq 1.2$$

Esto permite que las vigas sean las que incurran en el rango inelástico y no las columnas, concentrando la energía disipada por deformaciones plásticas en las vigas de la estructura.

5.2 Modos de vibrar

La tabla 5.5 describe los resultados obtenidos del análisis modal. En este caso, en los tres primeros modos de vibrar participa el 94% de la masa total de la estructura.

Tabla 5.5 – Resultados del análisis modal

Modo	Período (seg)	M_{nx} (%)	% Acumulado de M_{nx}
1	1.25	0.79	0.79
2	0.38	0.11	0.90
3	0.20	0.04	0.94

Al igual que en la estructura con respuesta elástica los modos de vibrar tienen la misma forma modal pero con períodos distintos debido a las consideraciones descritas en las características del modelo.

5.3 Análisis tiempo-historia

El análisis en el tiempo corresponde a un análisis no lineal modal que contempla el comportamiento no lineal de un número limitado de elementos.

5.3.1 Características del modelo

La estructuración tradicional considera la respuesta en el rango no lineal de las vigas de cada piso y la base de las columnas del primer piso.

Basado en los resultados de P. Fajfar, T. Vidic y M. Fischinger (1992) [3], se realiza el análisis en el tiempo considerando un modelo elastoplástico para los resortes no lineales como se muestra en la figura 5.10, donde k corresponde a la rigidez lineal inicial y θ_y la rotación de fluencia según el momento máximo de la sección.

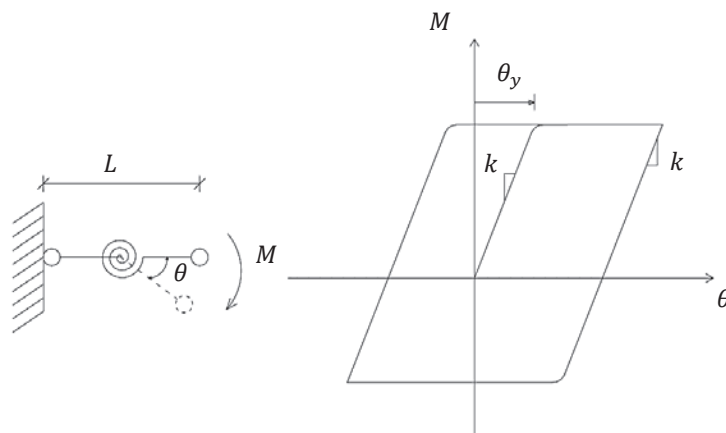


Figura 5.10 Modelo elastoplástico de elementos no lineales

El modelo elastoplástico considera el momento de fluencia de la sección, que corresponde a 58 (t-m) según la tabla 5.2, pero que para efectos de análisis se aproxima a 60 (t-m) que corresponde al momento interno calculado con una deformación unitaria del hormigón del 0.003. La rigidez inicial corresponde a la rigidez agrietada de la sección, es decir a la relación entre el momento de fluencia y la curvatura de fluencia por la longitud del resorte. De este modo los parámetros considerando en la modelación de la estructuración tradicional se encuentran resumidos en la tabla 5.6.

Tabla 5.6- Datos resorte no lineal

Modelo histerético	Elemento	$k \text{ (t-m/rad)}$	$M_y \text{ (t-m)}$	Largo (cm)
Elastoplástico	Viga	33100	60	30
Elastoplástico	Columna	69850	122	30

5.4 Distribución de la energía

El grafico 5.4 presenta la distribución de la energía en el tiempo. Esto confirma lo expuesto por Hiroshi Akiyama, [8] donde la energía de entrada en un sistema elastoplástico es menor que un sistema elástico y es equivalente a un sistema elástico con mayor amortiguamiento. También es posible determinar que la energía histerética y la energía por amortiguamiento son monótonas crecientes hasta el instante en que alcanzan su máximo valor.

Energía (t-m)

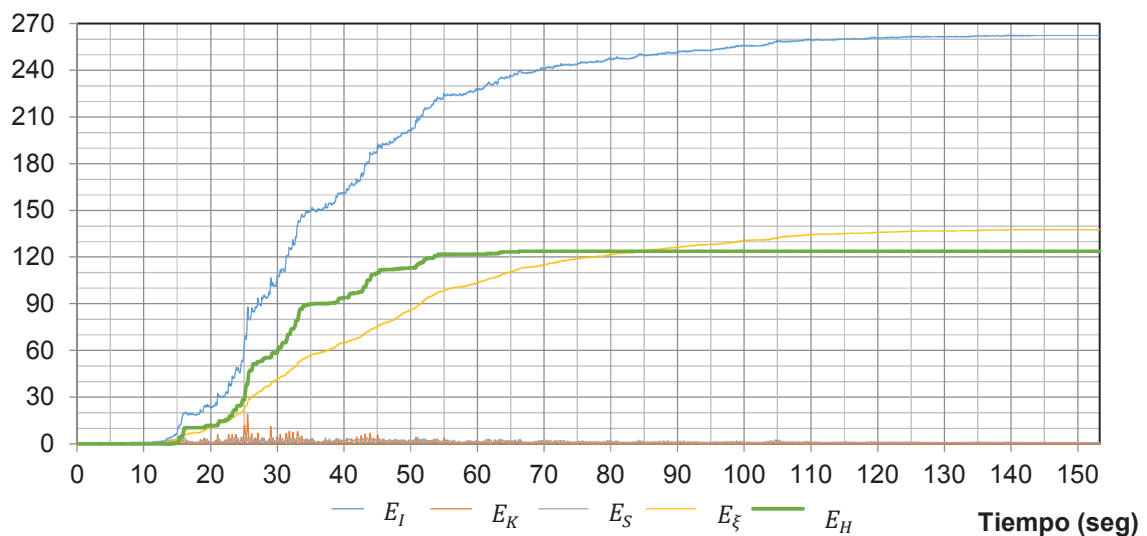


Gráfico 5.4 Distribución de la energía en el tiempo en la estructuración tradicional

Al igual que en la estructura con respuesta elástica, la estructuración tradicional no presenta variaciones en la energía de entrada para instantes de tiempo inferior a los primeros 14 segundos. Sin embargo la energía de entrada tiende a permanecer constante para instantes de tiempo superiores a 64 segundos, situación que en el sistema elástico ocurre desde los 56 segundos.

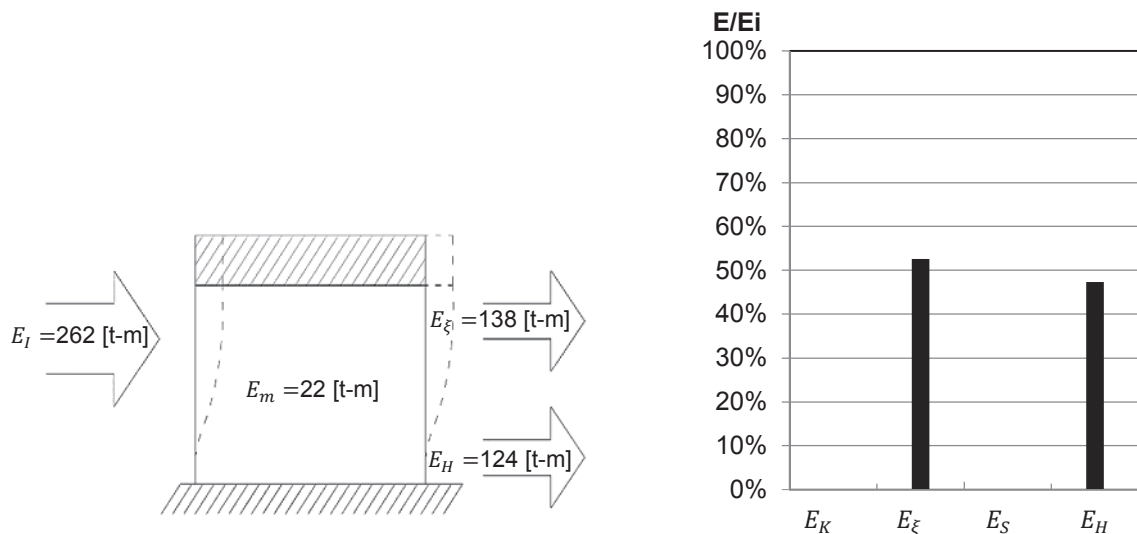


Figura 5.11 Valores máximos de la energía en la estructuración tradicional

Gráfico 5.5 Porcentaje final de energía almacenada y disipada en la estructuración tradicional

La figura 5.5 muestra los valores máximos de cada energía, indicando una fuerte reducción de la energía almacenada de la estructura. Esto es debido a la capacidad de desarrollar ductilidad un número de elementos determinados que disipan energía por deformaciones inelásticas. De este modo la energía disipada se distribuye en energía histerética y energía por amortiguamiento inherente de la estructura. El gráfico 5.5 muestra el porcentaje final de la energía almacenada y disipada de la estructura, donde la energía disipada por histéresis corresponde a un 47% de la energía de entrada. Cabe destacar que la energía histerética tiene directa relación con el daño sobre los elementos estructurales, sin embargo energéticamente hablando presenta un respuesta energética más eficiente que la energía disipada por amortiguamiento inherente.

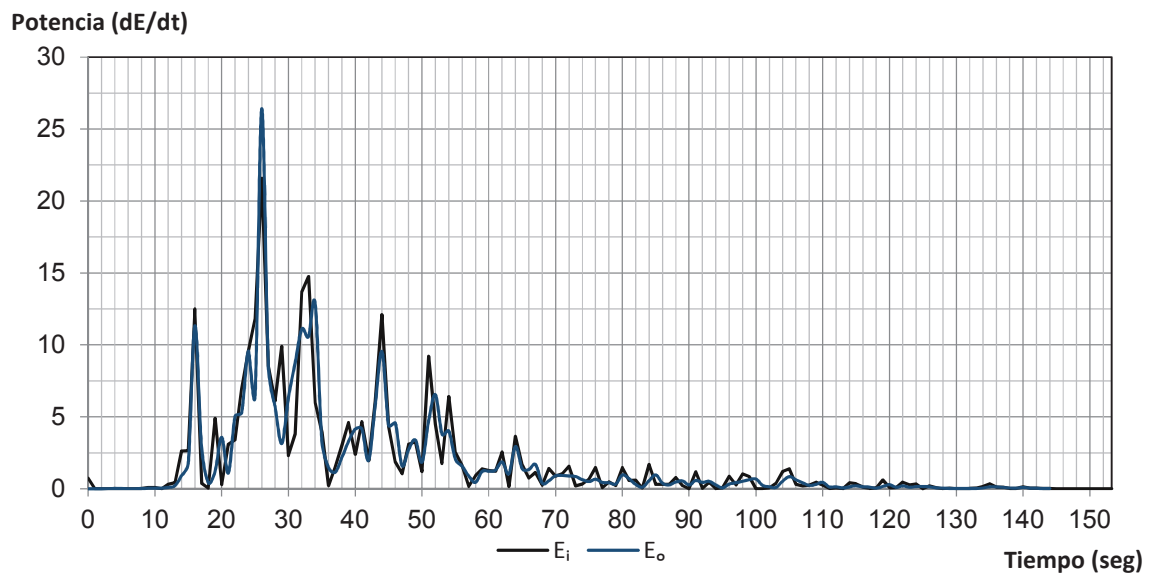


Gráfico 5.6 Potencia de entrada y salida

En el grafico 5.6 se presenta la potencia de entrada y salida del sistema tradicional. Desde el punto de vista energético, la estructura tiene una respuesta energética rápida y con un tiempo de reacción óptimo. Esto indica que la potencia de salida tiene la misma velocidad que la potencia de entrada y con pulsos que coinciden en el tiempo. Al igual que en la estructura con respuesta elástica, la potencia de entrada del sistema tradicional tiene cinco pulsos significativos de análisis. Para cada pulso la potencia de salida es similar a la potencia de entrada. Esto permite limitar la capacidad de energía almacenada en forma mecánica en la estructura, reduciendo las aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos de la estructura. Por lo tanto menores daños sobre el contenido de la estructura y sobre los elementos no estructurales.

Al igual que la estructura con respuesta elástica, el segundo pulso presenta la mayor potencia de entrada y por lo tanto la mayor potencia de salida del sistema tradicional. Sin embargo en el grafico 5.6 se observa una situación particular de la estructuración tradicional. A los 29 segundos del movimiento sísmico, después de ocurrir la máxima potencia de entrada, existe un pequeño pulso similar al último pulso considerando en el análisis. En este pulso la potencia de salida solo corresponde a un 32% de la potencia de entrada, almacenando un 68% de la energía que ingresa al sistema estructural en energía mecánica. Esto coincide con las máximas aceleraciones de piso.

Es posible apreciar que la energía de entrada presenta variaciones hasta los 64 segundos del movimiento sísmico. Esta misma situación ocurre con la energía disipada por histéresis, indicando que la última respuesta en el rango inelástico ocurre a los 64 segundos. Para instantes de tiempo superiores a 64 segundos la energía que ingresa al sistema estructural y la energía de salida no tienen variaciones superiores a 2 [t-m].

5.5 Aceleraciones y deformaciones relativas entrepisos

De igual manera que en la estructura con respuesta elástica en el grafico 6.9 se presentan las aceleraciones máximas de piso. A diferencia de la estructura con respuesta elástica las aceleraciones máximas de cada piso ocurren en instantes de tiempos muy variados. La máxima aceleración de piso ocurre a los 29 segundos y corresponde a 1.2g en el último piso de la estructura.

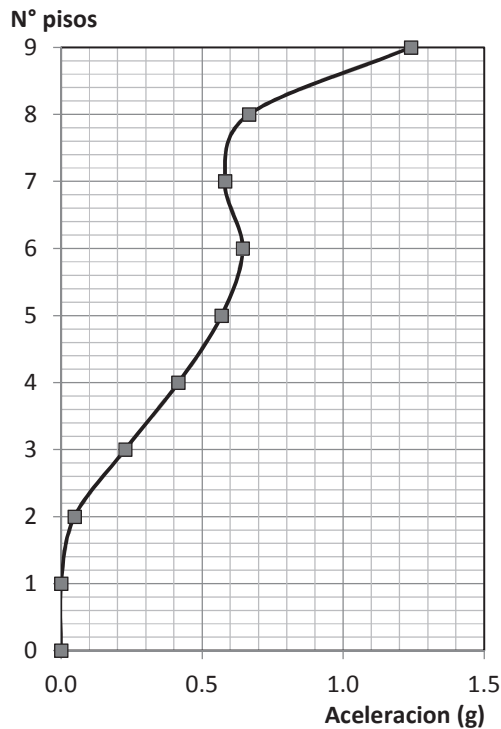


Gráfico 5.7 Aceleraciones máximas de piso

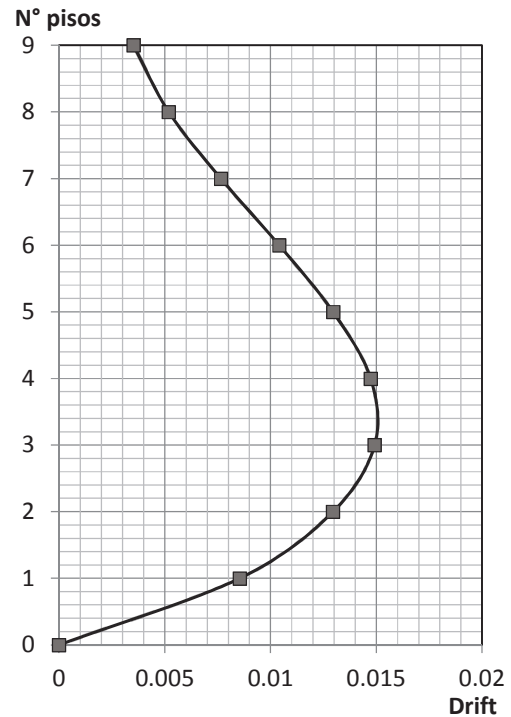


Gráfico 5.8 Desplazamientos relativos entrepisos

Las máximas aceleraciones de piso de la estructuración tradicional corresponden a la mitad de las máximas aceleraciones de piso de la estructura con respuesta elástica. Situación que se repite con la máxima energía mecánica almacenada en ambos sistemas estructurales.

Los máximos desplazamientos relativos entrepisos presentados en el grafico 5.8 ocurren a los 26 segundos. En este instante de tiempo ocurre la máxima energía mecánica que almacena el sistema tradicional, con una velocidad de 1.5 m/s que corresponde a la mitad de la velocidad del sistema elástico. El máximo desplazamiento relativo entrepisos corresponde a 1.5% en el tercer piso de la estructura. Esto es equivalente a una reducción de un 40% de los desplazamientos relativos entrepisos del sistema elástico.

La energía de entrada se distribuye en energía disipada y almacenada del sistema. De esta manera la energía almacenada en el sistema es menor a la disipada a lo largo de la duración del sismo. Transcurrido 64 segundos la energía almacenada en la estructura es nula y la energía disipada corresponde al 100% de la energía total.

5.6 Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes

Es claramente representado que la energía por efectos histeréticos de la estructura representa el daño sobre los elementos estructurales. Esto se induce de los desplazamientos máximos de piso y las deformaciones remanentes de la estructura.

El grafico 5.9 muestra los máximos desplazamientos de cada piso a los 26 segundos, con un desplazamiento de techo de 27 cm. Adicionalmente las deformaciones remanentes, presentadas en el grafico 5.10, representan información relevante para la evaluación del daño sobre elementos estructurales.

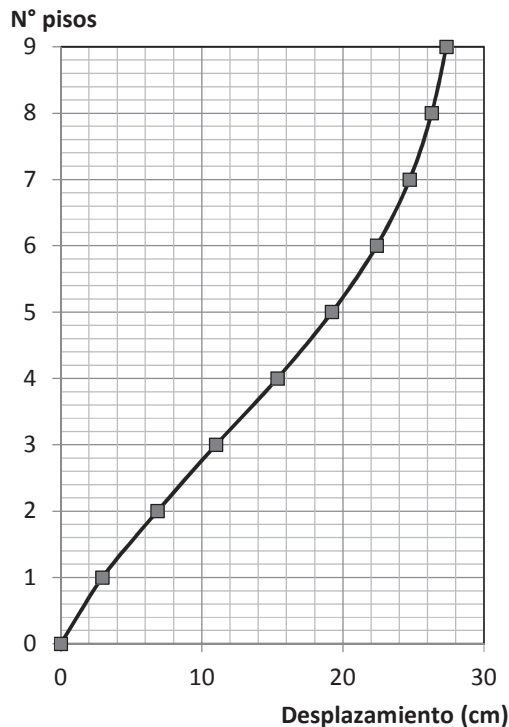


Gráfico 5.9 Desplazamientos máximos de piso

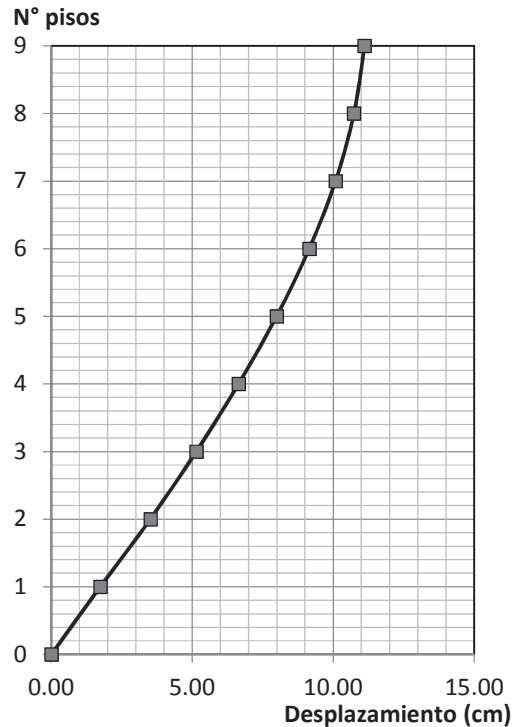


Gráfico 5.10 Deformaciones remanentes

Se han desarrollado metodologías de diseño sísmico que se basan únicamente en el uso de la energía disipada por efectos histeréticos [Akbas et al. 2001, Choy y Kim 2006] sin embargo este parámetro por sí solo no es suficiente, dado que no considera el número y magnitud de los ciclos en el comportamiento plástico.

Los índices de daños son expresiones matemáticas que relacionan las demandas que experimenta un sistema con sus capacidades, con la finalidad de determinar un nivel de deterioro del sistema cuando está sujeto a cargas dinámicas. Distintos autores e investigadores han estudiado la aplicación de índices de daños para el diseño sísmico [Fajar 1992, Arroyo y Terám-Gilmore 2002].

Existe una variedad de propuestas para poder cuantificar el nivel de daño que sufre una edificación debido a la acción de un sismo. De este modo mediante un estudio estadístico con simulación de Montecarlo, Jaw y Hwang (1998) establecen una correlación entre los valores de demanda de ductilidad para estructuras y los diferentes estados de daños propuestos por Arkan y Bertero en 1985 según la tabla 5.7. Adicionalmente para una mejor interpretación se asigna una gama de color a cada estado de daño para identificar de manera simple el daño sobre el elemento estructural.

Tabla 5.7- Relación entre los valores medio de demandad de ductilidad y los estados de daño

Estado de daños según Arkan y Bertero (1985)	Demanda de ductilidad	Color
Daño no estructural	1	Azul
Daño estructural ligero	2	Verde
Daño estructural moderado	4	Amarillo
Daño estructural severo	6	Naranja
Colapso	7.5	Rojo

Fuente: Jaw y Hwang, 1998

La viga con mayor demanda de ductilidad ($\mu = 10$) corresponde a la viga del cuarto piso de la estructura. Sin embargo es necesario considerar que el criterio de la máxima deformación del hormigón al 0.003 es válido para secciones no confinadas. En este caso de estudio, la unión viga columna de un marco especial se encuentra confinada por el refuerzo transversal de los estribos cerca del nudo, aumentando la máxima deformación del hormigón a una rama descendente con una deformación que alcanza el 0.2f'c según la curva del hormigón confinado de Kent y Park (1971) [18].

Para determinar la rama descendente del modelo de Kent y Park del hormigón confinado, es necesario determinar el refuerzo transversal del elemento conforme a lo establecido en el código ACI 318-11. Una aproximación del refuerzo transversal se puede obtener según la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0.009b_c * f'c}{f_y} = 16 \frac{cm^2}{m}$$

Con una relación volumétrica entre el volumen del refuerzo transversal y el volumen del núcleo de hormigón confinado (ρ_s) igual a 0.8% y $s/b_c=0.37$, el hormigón alcanza una capacidad de deformación ultima aproximadamente de 1.4‰, como se muestra en el grafico 8.11 que detalla la curva del hormigón confinado según el modelo de Kent y Park para las vigas de la estructuración tradicional .Esto permite aumentar la razón de ductilidad de la sección y por lo tanto cumplir con las demandas de ductilidad que impone el sismo a las estructura.

El grafico 5.13 muestra la curva de histéresis en la base de las columnas del primer piso que permiten disipar energía por deformaciones inelásticas. La columna presenta menos ciclos que la viga más solicitada, sin embargo también presenta demandas de ductilidad de 4.2, superior a la razón de ductilidad de la sección que corresponde a 2.6. Las columnas de un marco especial según el código ACI 318-11 deben disponer de un refuerzo trasversal en una longitud ℓ_o no inferior a 1 m en la base de las columnas del primer piso. El área del refuerzo transversal de las columnas se puede estimar según el código ACI 318-11 como:

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0.3b_c * f'c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 18 \frac{cm^2}{m}$$

Según las propiedades de la sección y la ecuación que determina el área mínima del refuerzo transversal, el hormigón confinado alcanza una capacidad de deformación de 0.008 como se muestra en el grafico 5.11. Esto permite aumentar la razón de ductilidad del elemento y por lo tanto cumplir con las demandas de ductilidad que impone el sismo a la estructura.

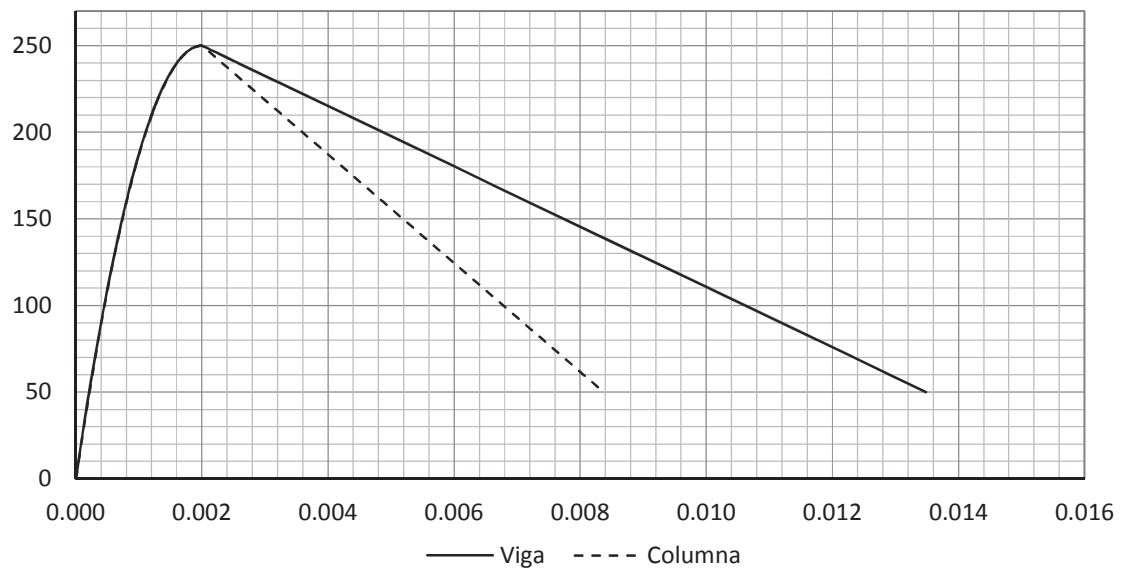


Gráfico 5.11 Curva hormigón confinado según el modelo de Kent y Park

En la figura 5.12 se muestran los resultados obtenidos del análisis en el tiempo para los elementos no lineales. Según la tabla 5.7, el color azul indica que las vigas del último piso no presentan respuesta en el rango inelástico, por lo cual no presenta demandas de ductilidad debido a la acción sísmica. Adicionalmente se presenta un daño severo con demandas de ductilidad superior a 7 desde el segundo al sexto piso.

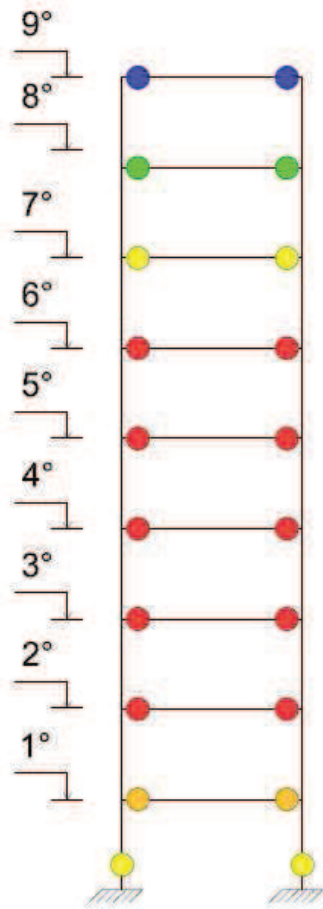


Figura 5.12 Demandas de ductilidad

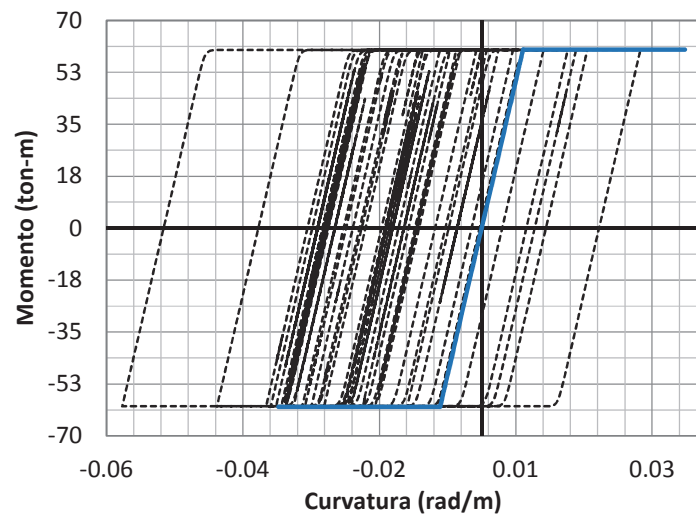


Gráfico 5.12 Curva de histéresis viga del tercer piso

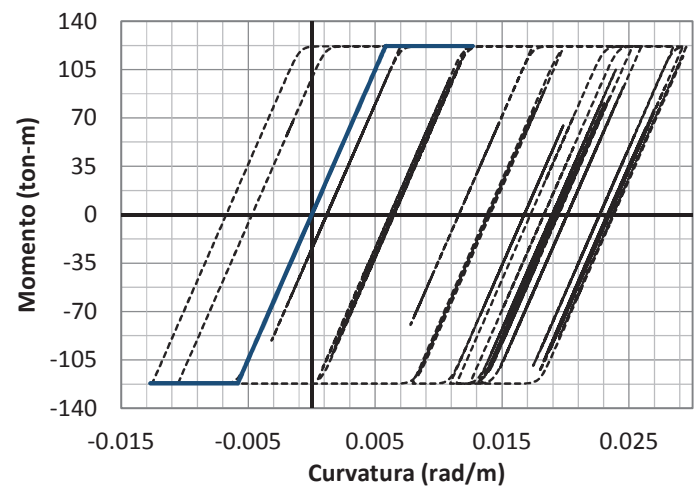


Gráfico 5.13 Curva de histéresis columna del primer piso

Capítulo VI

6. Estructura con aislación basal

El diseño de estructuras con aislación basal se fundamenta en separar la estructura de los movimientos del suelo mediante elementos flexibles en la dirección horizontal y rígidos en su dirección vertical. Este dispositivo permite aumentar el período de la estructura y disminuir el desplazamiento relativo entre pisos, variando la energía de entrada del sistema lo cual depende directamente de período fundamental y la masa de la edificación.

En la figura 6.1 se representa la estructura con aislación basal y un aislador elastómero de bajo amortiguamiento (LDRB). Para este caso de análisis se considera un aislador sin amortiguamiento que solo tiene respuesta en el rango elástico. La tabla 6.1 especifica los parámetros del dispositivo de aislación basal.

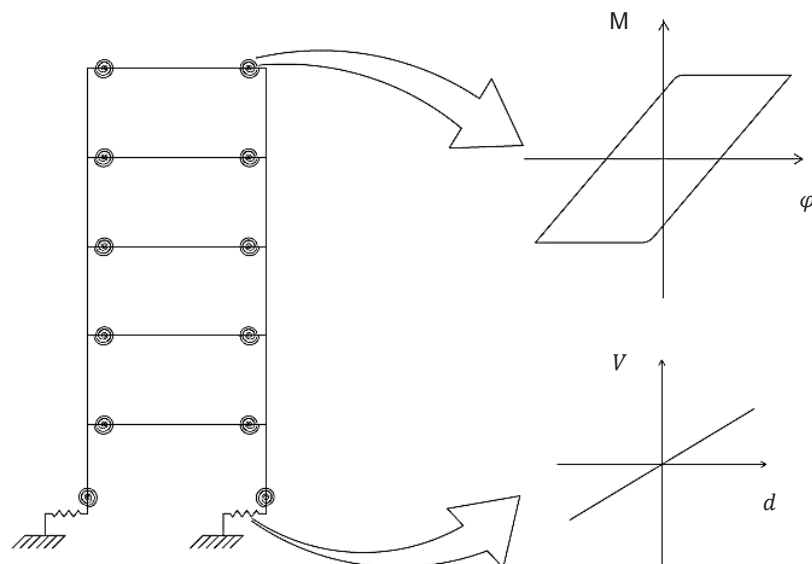


Figura 6.1 Estructura con aislación basal y sistema elastoplástico.

Tabla 6.1 - Datos del dispositivo de aislación basal

Aislador	Rigidez Horizontal K_h (ton/m)	Amortiguamiento %	Período objetivo (seg)
Elastómero sin amortiguamiento	128	0	3.0

6.1 Modos de vibrar

El análisis modal considera un amortiguamiento inherente del 5% para la estructura de hormigón armado. La tabla 6.2 resumen los valores obtenidos del análisis modal indicando el modo, período, masa equivalente en la dirección de análisis y la masa acumulada.

Tabla 6.2- Resultados del análisis no lineal modal de la estructura con aislación basal

Modo	Período (seg)	M_{nx} (%)	% Acumulado de M_{nx}
1	3.00	0.99	0.99
2	0.65	0.01	1.00
3	0.29	0.00	1.00

En la figura 6.2 se muestran los modos de vibrar de la estructura, indicando que en primer modo de vibrar participa prácticamente toda la masa de la estructura y concentra las demandas de desplazamiento en el nivel basal. Esto es en el nivel donde se encuentra el dispositivo de aislación, que permite aumentar el período de la estructura y por lo tanto reducir los esfuerzos sobre los elementos de la estructura.

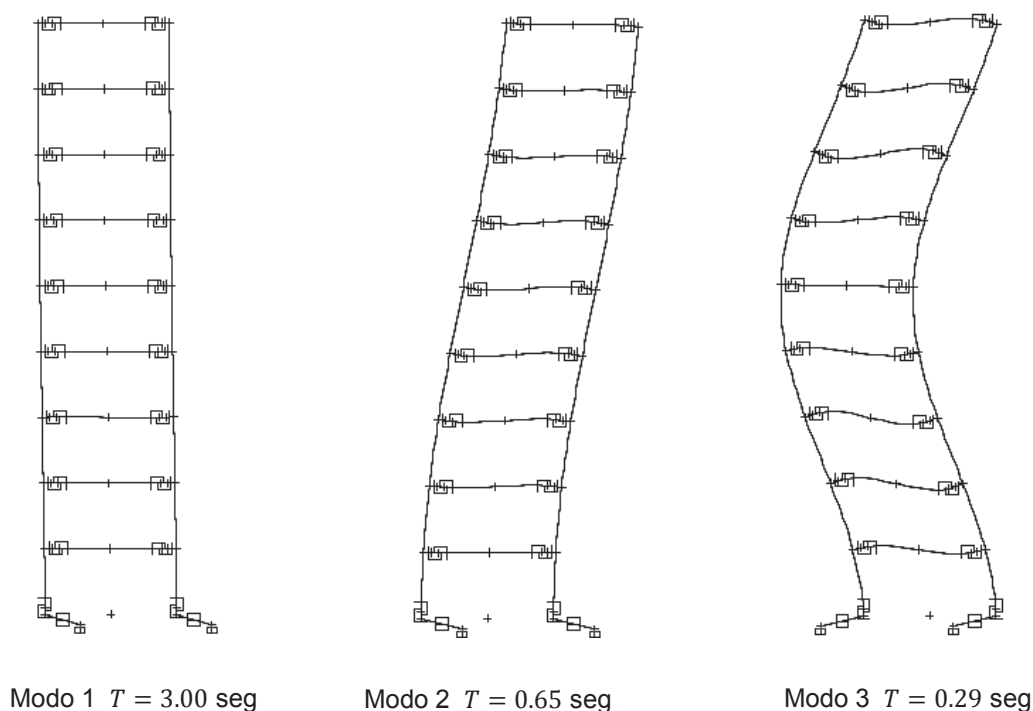


Figura 6.2 Modos de vibrar de la estructura con aislación basal

6.2 Análisis tiempo-historia

El análisis en el tiempo de duración del registro sísmico es mediante un análisis no lineal modal. Este análisis considera el comportamiento no lineal de las vigas de cada nivel y la base de las columnas del primer piso. Cabe destacar que no es objetivo de análisis en la estructura con aislación basal determinar la energía disipada por el dispositivo de aislación, por lo cual el análisis solo contempla el comportamiento lineal del dispositivo. Este caso de análisis corresponde a un caso teórico para determinar la distribución de la energía variando solo el periodo fundamental de la estructura y manteniendo constante el mecanismo de disipación y la masa de la estructura.

6.2.1 Características del modelo

La estructura con aislación basal considera el diseño de las secciones establecidos en el capítulo anterior. Esto es las curvas de momento-curvatura de las vigas y columnas del primer piso mediante un modelo elastoplástico descrito en 5.3.1.

El dispositivo de aislación basal corresponde a un aislador elastomérico sin amortiguamiento efectivo. Solo se considera una respuesta en el rango elástico del dispositivo de aislación como se muestra en la figura 6.2, sin la necesidad de definir una curva de comportamiento histerético del dispositivo de aislación. El análisis solo considera la rigidez horizontal del aislador.

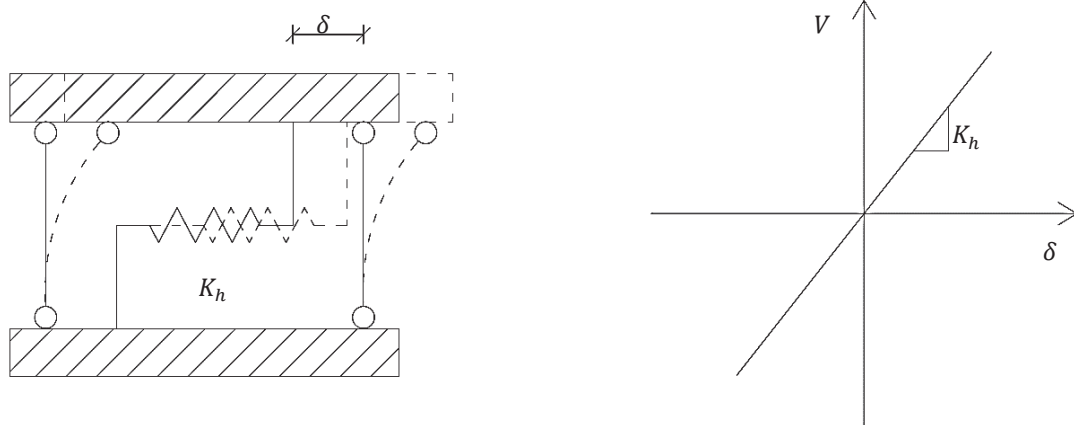


Figura 6.3 Modelo dispositivo de aislación basal

6.3 Distribución de la energía

El grafico 6.1 confirma el principio básico de una estructuración con aislación basal reduciendo considerablemente la energía de entrada del sistema. Esto reduce la energía almacenada y disipada del sistema estructural, disminuyendo el daño sobre los elementos estructurales, elementos no estructurales y el contenido de la estructura.

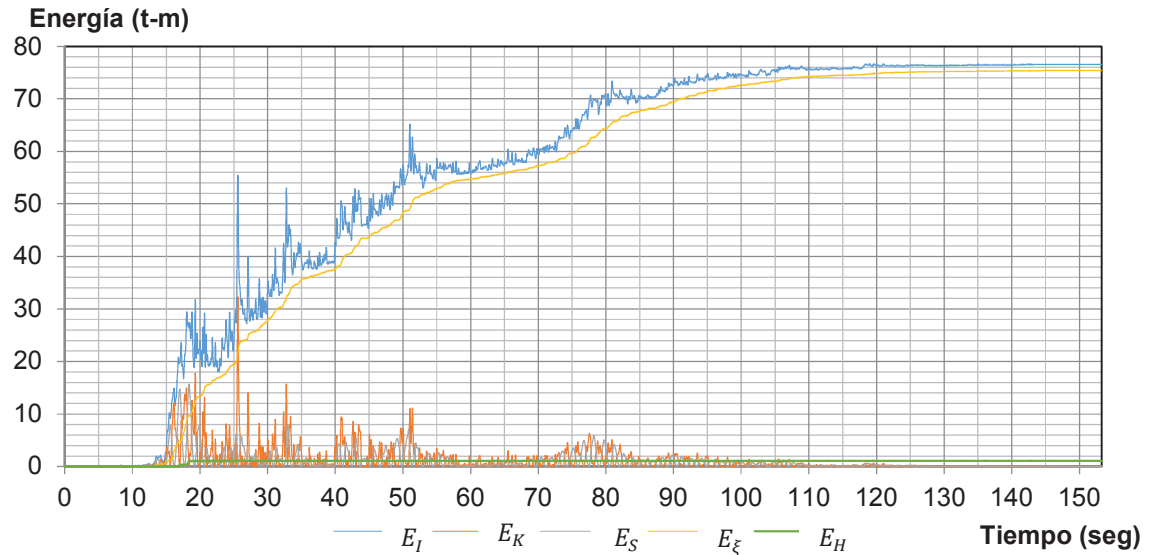


Gráfico 6.1 Distribución de la energía en el tiempo en la estructura con aislación basal

La energía de entrada no es monótona creciente, sino que presenta pequeños incrementos y caídas en el tiempo de duración del registro sísmico. A simple vista es posible apreciar que los instantes de tiempo que ocurre esta situación corresponden a tiempos cercanos que ocurren las máximas potencias de entrada del sistema elástico y el sistema tradicional. Adicionalmente la energía disipada por amortiguamiento es según lo descrito por Hiroshi Akiyama, es decir monótona creciente al igual que en la estructura con respuesta elástica y la estructuración tradicional.

La energía de entrada no tiene variaciones hasta transcurridos los primeros 14 segundos del movimiento sísmico. Esta misma situación ocurre en la estructura con respuesta elástica y la estructuración tradicional. La máxima potencia de entrada de este sistema estructural corresponde a la tercera parte de la máxima potencia de entrada de la estructuración tradicional y la quinta parte del sistema elástico. Esto confirma uno de los principios básicos del enfoque energético que establece que la energía de entrada depende de la masa y el periodo fundamental de vibración de la estructura.

El grafico 6.2 muestra el porcentaje final de energía disipada y almacenada de la estructura. La energía disipada corresponde prácticamente a la energía disipada por el amortiguamiento inherente. Esto confirma que el sistema de aislación basal reduce considerablemente los esfuerzos sobre la estructura y por lo tanto reduciendo la energía disipada por histéresis. Sin embargo esta situación aumenta la energía mecánica del sistema, debido a que la estructura tiene prácticamente una respuesta elástica. Esto se muestra en la figura 6.4 que muestra los valores máximos de la energía en la estructura con aislación basal.

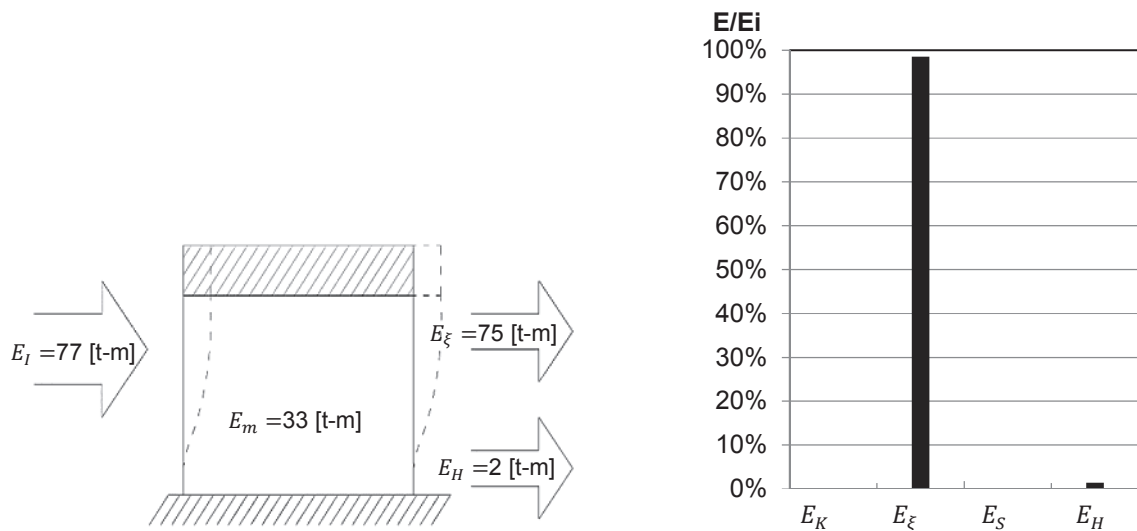


Figura 6.4 Esquema valores máximos de la energía

Gráfico 6.2 Porcentaje final de energía almacenada y disipada

La máxima potencia de entrada ocurre a los 16 segundos con aproximadamente 11 [ton-m]. Esta situación ocurre 10 segundos antes que se presente la máxima potencia de entrada en el sistema elástico y el sistema tradicional. Sin embargo la potencia de entrada no es por si solo un buen indicador que permite determinar la respuesta energética de la estructura. Un buen indicador de la respuesta energética del sistema estructural es la potencia de salida.

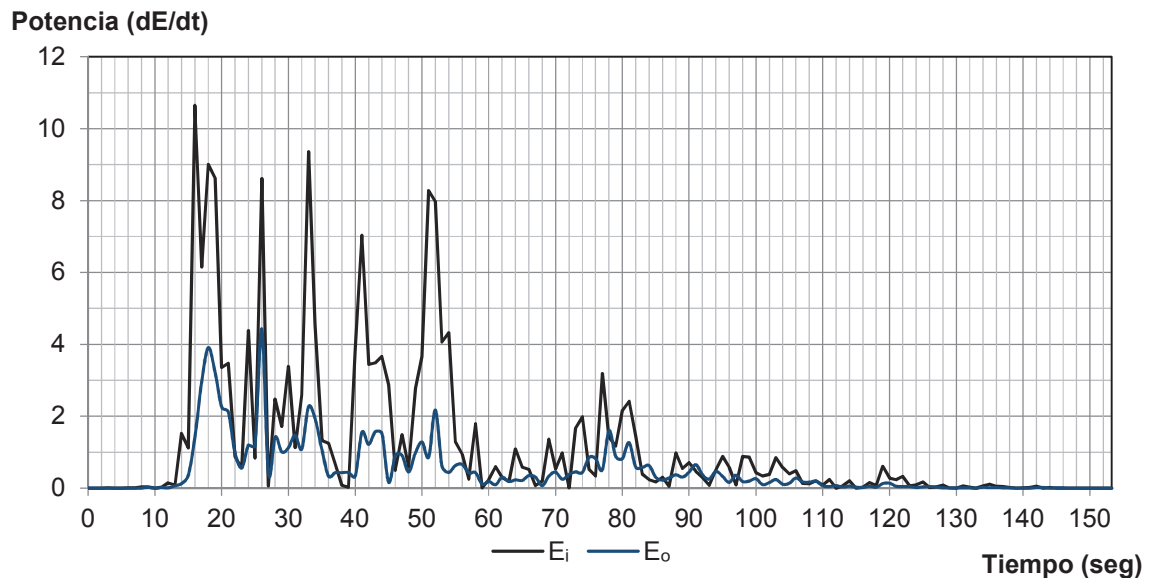


Gráfico 6.3 Potencia de entrada y salida

El grafico 6.3 muestra la potencia de entrada y de salida de la estructura. La potencia de salida presenta un tiempo de reacción óptimo de tal manera en cada pulso que se presenta la máxima potencia de entrada, el mecanismo de disipación disipa energía. Sin embargo la potencia de salida de la estructura se encuentra muy por debajo de la potencia de entrada. Esta respuesta energética se debe ya que la energía disipada corresponde principalmente a la energía disipada por

amortiguamiento inherente. Este mecanismo de disipación se encuentra en todos los sistemas analizados en este trabajo de título y tiene un comportamiento de repuesta energético lento. Es decir disipando sólo una pequeña parte de la energía de entrada y almacenando energía mecánica en la estructura. Es por ello que la estructura con aislación basal presenta mayor energía almacenada en forma mecánica en comparación con la estructuración tradicional. Esto confirma que el valor de la energía de entrada no es por si solo un buen indicador para determinar la configuración estructural que presenta menores daños estructurales y sobre los elementos no estructurales.

6.4 Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos

El dispositivo de aislación basal permite extender el período fundamental de vibración de la estructura y con ello reducir considerablemente la aceleración de la estructura. Esto queda evidenciando en el grafico 7.5 que presenta las aceleraciones de piso a los 25 segundos del movimiento sísmico. La máxima aceleración ocurre en el último piso de la edificación, con un valor de 0.8 g.

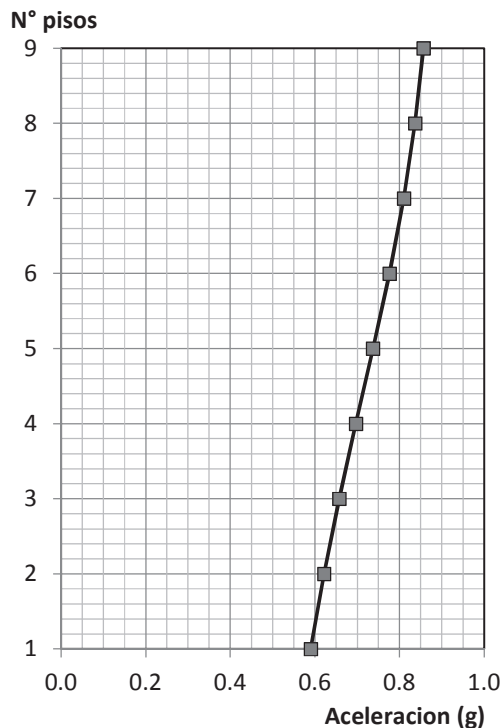


Gráfico 6.4 Aceleraciones de piso

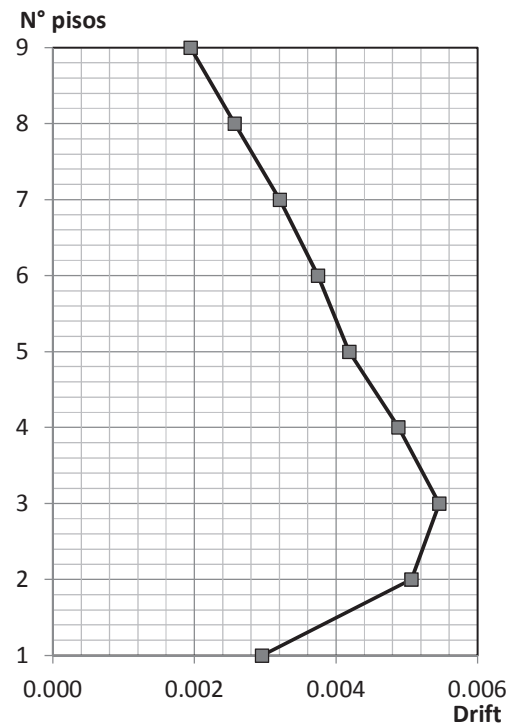


Gráfico 6.5 Desplazamientos relativos entrepisos

Los máximos desplazamientos relativos entrepisos ocurren a los 18 segundos con un valor de 0.005 en el tercer piso de la estructura. Cabe mencionar que en este instante de tiempo, la estructura tiene la mayor potencia de entrada, almacenando un 41% de la energía que ingresa al sistema en energía mecánica.

La máxima energía mecánica almacenada en la estructura ocurre en el intervalo de tiempo que se presenta la máxima aceleración del suelo. En este pulso la velocidad del sistema corresponde a 1.0 m/s, equivalente a un tercio de la velocidad que experimenta la estructura con respuesta elástica. Adicionalmente las aceleraciones de piso son aproximadamente la mitad de las aceleraciones de piso del sistema tradicional.

6.5 Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes

Los desplazamientos se concentran principalmente en el sistema de aislación basal. Esto disminuye considerablemente los desplazamientos máximos de piso en comparación con el sistema elástico. Sin embargo los desplazamientos máximos de piso aumentan en casi el doble comparado con la estructuración tradicional. En el grafico 6.6 se muestran los desplazamientos máximos de piso a los 18 segundos, con un valor de 42 cm en el último piso de la estructura.

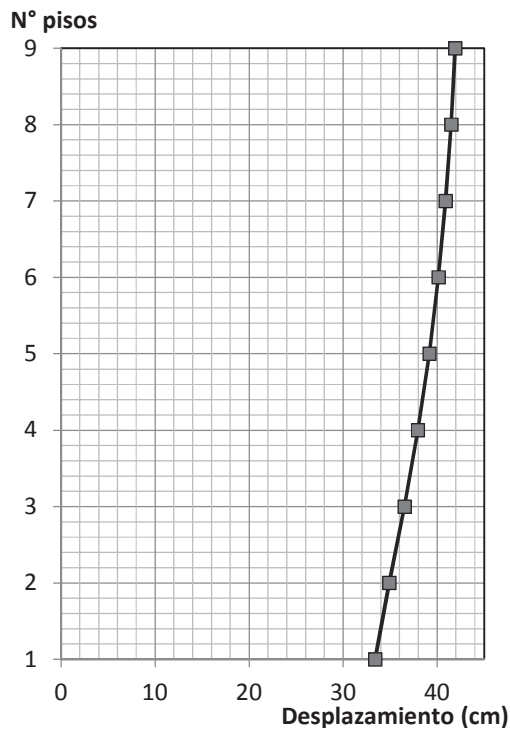


Gráfico 6.6 Desplazamientos máximos de piso

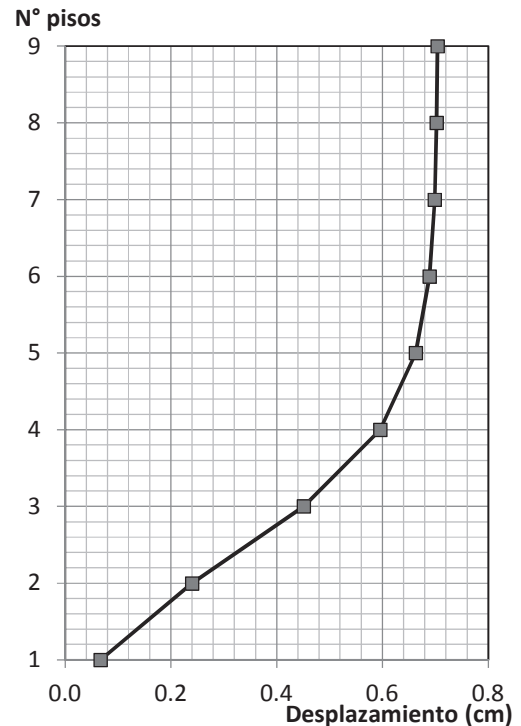


Gráfico 6.7 Deformaciones remanentes

Las demandas que son consideradas por los diferentes índices de daño son generalmente el desplazamiento máximo y desplazamiento acumulado caracterizadas mediante la energía disipada por efectos histeréticos del sistema. Existen diversas formulaciones de índices de daños, sin embargo para determinar el daño sobre la estructura se considera la demanda de ductilidad de la estructura según Jaw y Hwang [1998] (tabla 5.7).

Las vigas del primero al cuarto piso tienen respuesta en el rango inelástico de los elementos. La máxima demanda de ductilidad se presenta en el segundo piso de la estructura con un valor de 2.4. El gráfico 6.8 muestra las curvas de histéresis de las vigas del segundo piso. Según la tabla 5.7 las demandas de ductilidad que presentan las vigas del sistema con aislación solo corresponde a un daño estructural ligero de los elementos.

El gráfico 6.10 corresponde a la curva de comportamiento del dispositivo de aislación basal con un desplazamiento máximo de 32 cm para una fuerza de 41 [ton]. Esto ocurre a los 18 segundos, instante que se presentan los máximos desplazamientos de la estructura.

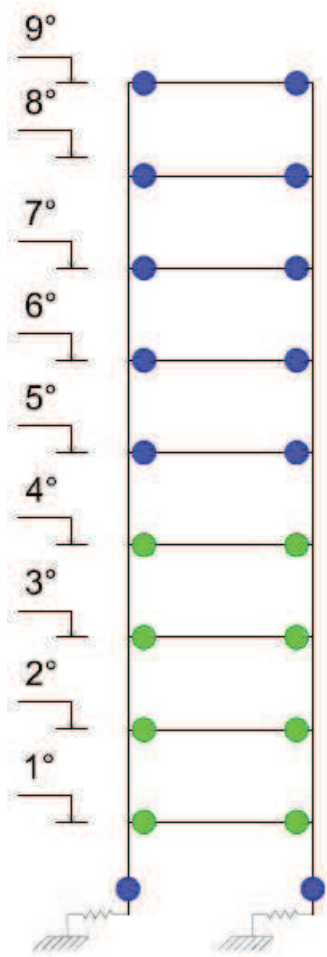


Figura 6.5 Demandas de ductilidad

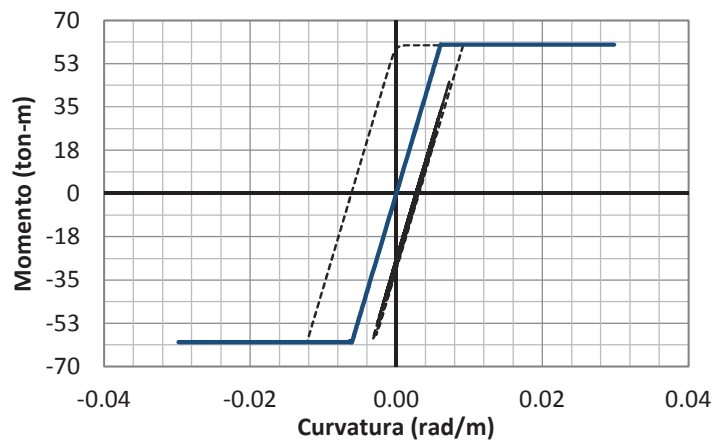


Gráfico 6.8 Curvas de histéresis vigas del segundo piso

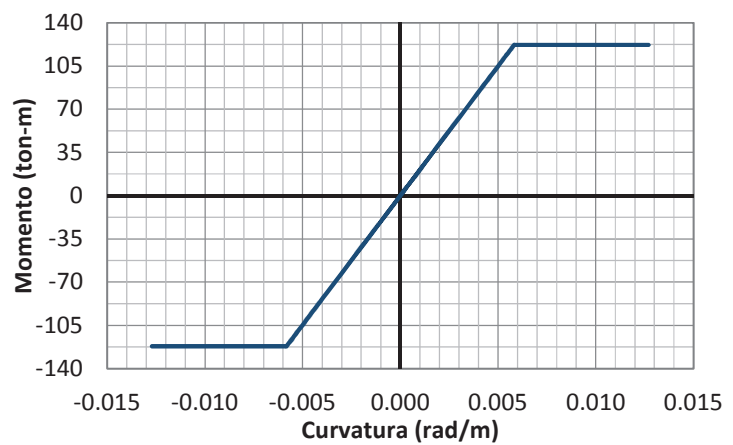


Gráfico 6.9 Curvas de histéresis columnas del primer piso

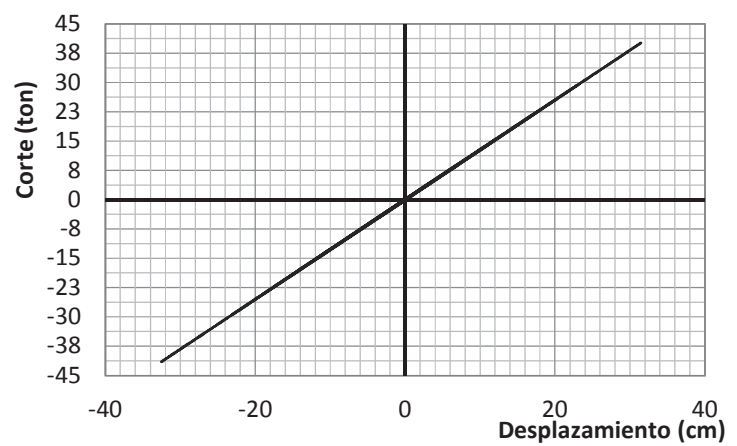


Gráfico 6.10 Curvas de histéresis dispositivo de aislación basal

Capítulo VII

7. Estructuración mixta

La figura 7.1 muestra la estructuración mixta tiene la capacidad de desarrollar ductilidad en las vigas de cada nivel y la base de las columnas del primer piso. Adicionalmente tiene dispositivos de control sísmico en el nivel basal de la estructura permitiendo disminuir la energía de entrada con sistemas de aislación basal.

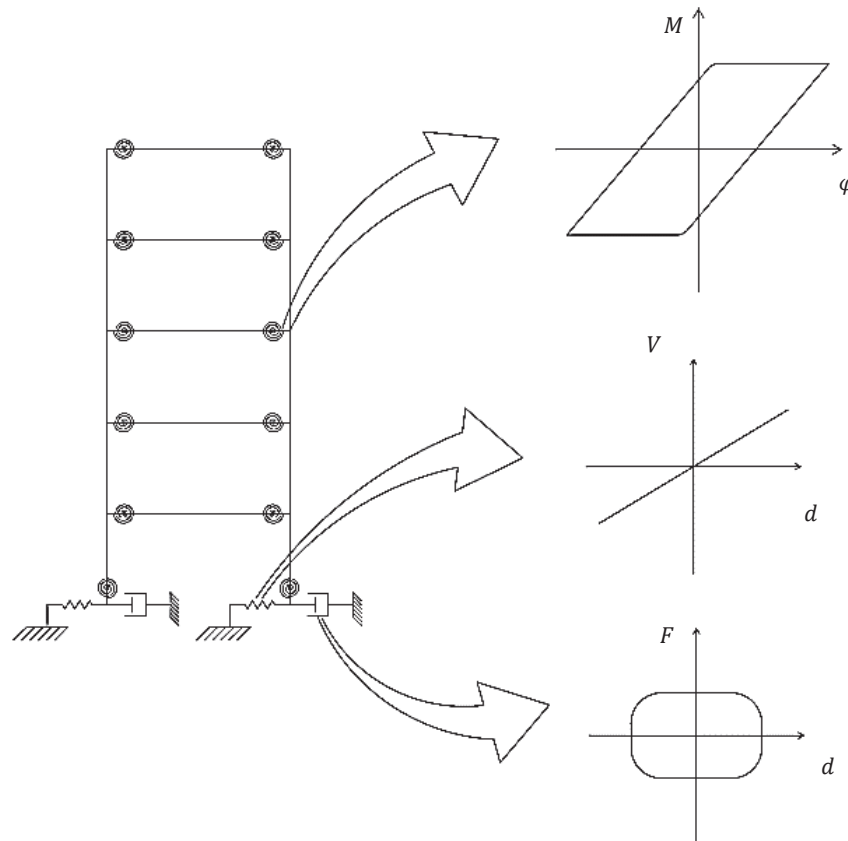


Figura 7.1 Estructuración mixta con sistema de aislación basal y disipación de energía.

La principal función de un dispositivo de disipación de energía es reducir la energía disipada por histéresis del sistema estructural y reducir el daño sobre los elementos estructurales. Esto es posible mediante un fluido viscoso con una fracción de amortiguamiento típico entre 20 y 50% versus un 1 – 3% en estructuras típicas. El amortiguador reduce las deformaciones y desplazamiento relativo entrepisos permitiendo que la estructura tenga una respuesta principalmente en el rango elástico durante un movimiento sísmico.

El rendimiento óptimo de una estructura con un amortiguador viscoso se consigue con una fracción de amortiguamiento entre el 20 y 25% del crítico. Los experimentos con construcciones indican mejoras en el comportamiento de la estructura con amortiguamientos aumentando hasta un 50% del crítico. Además el diseño y fabricación de los amortiguadores es considerando una respuesta elástica del dispositivo, es decir sin daños y sin deformaciones remanentes en el amortiguador.

7.1 Modos de vibrar

Los resultados obtenidos de análisis modal corresponden a los presentados en la tabla 6.2 del capítulo anterior. Esto se debe a que en la estructuración mixta solo se modifica el mecanismo de disipación, conservando el periodo fundamental de vibración y la masa de la estructura. Cabe mencionar que la distribución de la energía no necesariamente será igual, debido a la incorporación de amortiguadores viscosos en el nivel del aislador.

7.2 Análisis tiempo-historia

7.2.1 Características del modelo

El análisis de la estructuración mixta contempla un dispositivo de aislación basal lineal descrito en el capítulo anterior que modifica el período fundamental de la estructura a un período objetivo con la finalidad de disminuir la energía de entrada al sistema. Además el sistema estructural tiene un disipador de energía que reduce la energía disipada por deformaciones inelásticas de la estructura. Adicionalmente el análisis considera el diseño de elementos establecido en 5.3.1 con un modelo perfectamente elastoplástico para las vigas y las columnas del primer piso.

El dispositivo de disipación de energía corresponde a un amortiguador viscoso lineal. Según el modelo viscoso de Maxwell que considera un resorte y un amortiguador conectados en serie como se muestra en la figura 7.2, la fuerza del dispositivo se determina según la ecuación 7.1.

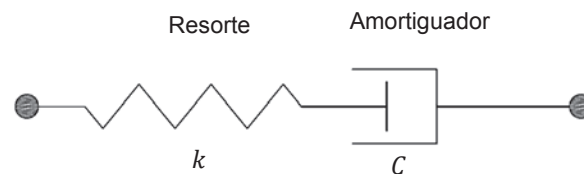


Figura 7.2 Modelo de Maxwell disipador viscoso

$$F = Cv \quad \text{Ecuación 7.1}$$

Donde

F = Fuerza del disipador viscoso

C = Coeficiente de amortiguamiento

v = Velocidad de deformación

El desplazamiento total del dispositivo (d) corresponde a la suma del desplazamiento de la componente elástica (d_k) y la viscosa (d_v).

Para efectos de análisis se considera que la estructura se desplaza como un solo cuerpo y puede ser idealizado como un sistema de un grado de libertad. Esta situación se refleja en la figura 7.3 que muestra un sistema de un grado de libertad con la masa concentrada, donde la ecuación del movimiento se define como:

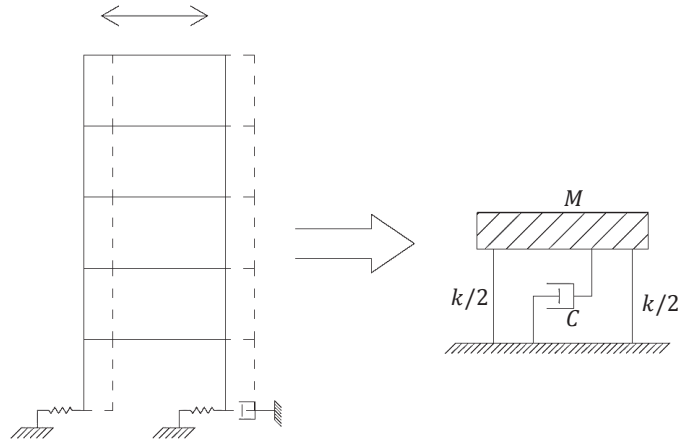


Figura 7.3 Sistema equivalente de análisis

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad \text{Ecuación 7.2}$$

Al dividir la ecuación 7.2 por m y considerando que $\omega_n = \sqrt{k/m}$ se obtiene:

$$\ddot{x} + 2d\omega_n\dot{x} + \omega_n^2 x = 0 \quad \text{Ecuación 7.3}$$

Donde d corresponde a la razón o fracción del amortiguamiento crítico y está dado por:

$$d = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad \text{Ecuación 7.4}$$

Por lo tanto el coeficiente de amortiguamiento se puede determinar como:

$$c = dc_{cr} = d2k/\omega_n \quad \text{Ecuación 7.5}$$

$$c = (0.25 * 2 * 128)/2.1 = 30 \text{ (ton * s/m)} \quad \text{Ecuación 7.6}$$

La rigidez del dispositivo corresponde a la rigidez del brazo metálico que lo conecta con la estructura, ya que la rigidez axial del amortiguador es mucho menor. De este modo, la rigidez del dispositivo está determinada por la rigidez del elemento de conexión que corresponde a:

$$k = EA/L \quad \text{Ecuación 7.7}$$

Donde E corresponde al módulo de elasticidad del acero, A el área de la sección y L la longitud del brazo metálico. Para este caso de estudio, se utiliza un perfil tubular de 250 mm de diámetro con un espesor de 10 mm y una longitud de 1000mm. La rigidez del dispositivo corresponde a:

$$K = \frac{21000000 * 0.004}{1} = 80800 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right)$$

En la tabla 7.1 se muestran los valores utilizados para la modelación del amortiguador viscoso considerado en el análisis tiempo-historia.

Tabla 7.1- Datos del disipador de energía

Dispositivo	Rigidez (ton/m)	d %	C (ton-s/m)
Amortiguador viscoso	80800	25	30

7.2.2 Verificación del amortiguamiento efectivo

Para comprobar el amortiguamiento efectivo del amortiguador viscoso, se impone un desplazamiento inicial de la estructura conforme a la forma del primer modo de vibrar. Para efectos de análisis y simplificación de los resultados se considera que la estructura tiene el mismo desplazamiento en todos los pisos en el primer modo de vibrar, como se muestra en la figura 7.3.

La relación entre dos vértices sucesivos de la vibración libre amortiguada en el instante de tiempo t sobre su valor en un período de vibración completo después T_D es independiente de t . La ecuación de esta igualdad está dada por:

$$\frac{u(t)}{u(t + T_D)} = e^{d\omega_n T_D} = e^{\frac{2\pi d}{\sqrt{1-d^2}}}$$

Donde $T_D = T_n / \sqrt{1 - \xi^2}$. El logaritmo natural de esta ecuación se conoce como decaimiento logarítmico y permite determinar experimentalmente la fracción de amortiguamiento de la estructura proporcionado por el amortiguador viscoso. En el gráfico 7.1 se muestra la respuesta del sistema libre amortiguado.

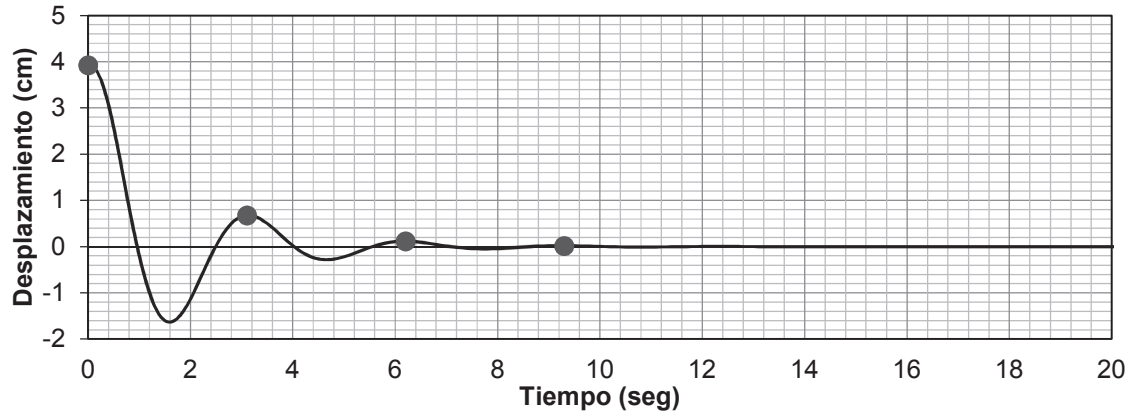


Gráfico 7.1 Evaluación de la respuesta y fracción de amortiguamiento

El decremento logarítmico del sistema corresponde a:

$$\ln\left(\frac{0.7}{0.12}\right) = \frac{2\pi d}{\sqrt{1-d^2}}$$

$$d^2 + \frac{d^2 \left[\ln\left(\frac{0.7}{0.12}\right)\right]^2}{4\pi^2} = \frac{\left[\ln\left(\frac{0.7}{0.12}\right)\right]^2}{4\pi^2}$$

$$d = 27\%$$

Esto indica que el valor considerado para determinar la constante de amortiguamiento para el amortiguador visco es cercano al valor obtenido con el decremento logarítmico. La diferencia entre el valor obtenido y el considerado para calcular la constante de amortiguamiento se debe a que la estructura no necesariamente se desplaza como un sistema idealizado con igual desplazamiento en los distintos niveles. Este concepto se desarrolla con mayor profundidad en la sección 7.4 del presente capítulo.

7.3 Distribución de la energía

La capacidad de disipar energía mediante el amortiguador visco permite disminuir la energía disipada por deformaciones inelásticas de los elementos, concentrando la energía disipada en el amortiguador viscoso. Además la estructuración mixta permite disminuir considerablemente la energía de entrada al sistema en casi cuatro veces en comparación con la estructura con respuesta elástica. Sin embargo el mecanismo de disipación permite aumentar en casi el doble la energía de entrada comparado con la estructura con aislación basal. Los resultados obtenidos se muestran en el gráfico 7.2 que presenta la distribución de la energía en el tiempo de duración del movimiento sísmico.

Energía (t-m)

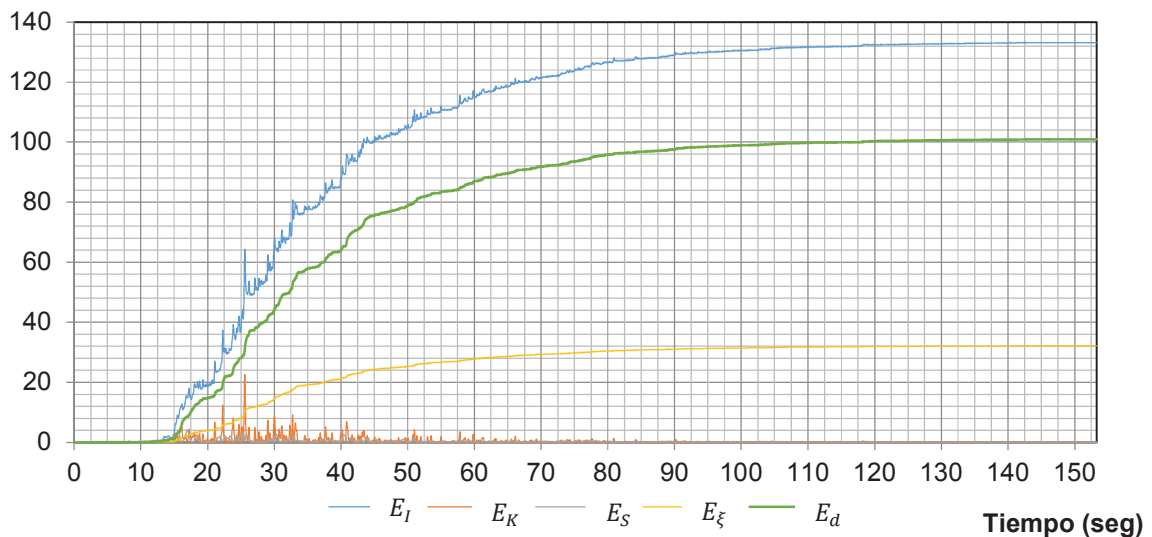


Gráfico 7.2 Distribución de la energía en el tiempo

La energía de entrada es prácticamente monótona creciente, con pequeñas variaciones en el tiempo. Similar a la estructura con aislación basal, a los 26 segundos se presenta un fuerte aumento en la energía cinética lo cual se traduce en daños sobre elementos no estructurales. Adicionalmente la energía disipada por amortiguamiento es inferior a la energía disipada por el mecanismo adicional de disipación de energía durante todo el tiempo de duración del registro sísmico. Esto se confirma en el gráfico 7.3 que muestra el porcentaje final de energía almacenada y disipada en la estructuración mixta. La energía disipada por el amortiguador viscoso corresponde al 76% de la energía de entrada. Esto permite que la estructura no presente grandes aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos, lo que se puede traducir como un menor daño sobre el contenido de la estructura y sobre los elementos estructurales.

La figura 7.5 muestra los valores máximos de cada energía. El mecanismo de disipación de energía permite reducir en un 21% en la energía mecánica del sistema comparado con la estructura

con aislación basal. Esto confirma la importancia en disipar la energía en la misma medida que ingresa a la estructura, es decir rápido y con un tiempo de reacción óptimo.

Según los resultados presentados en el grafico 7.4 la estructuración mixta disipa no menos del 59% de la energía de entrada en los pulsos más significativos. Para instantes de tiempo superiores a 57 segundos la energía disipada corresponde al 100% de la energía de entrada que impone el movimiento sísmico a la estructura.

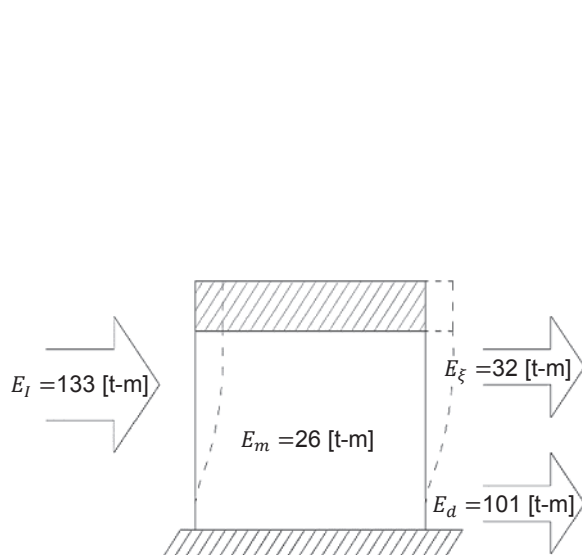


Figura 7.4 Valores máximos de la energía

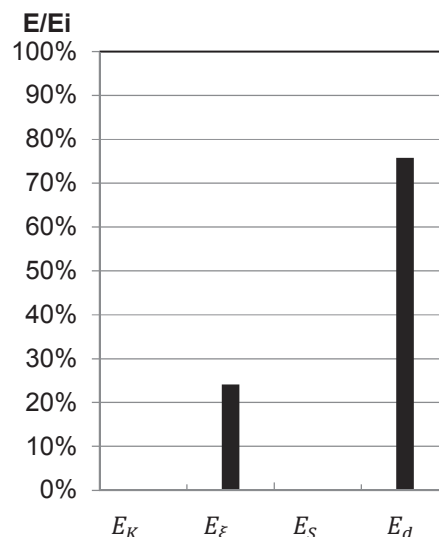


Gráfico 7.3 Porcentaje final de energía almacenada y disipada

Al igual que las anteriores configuraciones estructurales, la energía de entrada no presenta variaciones hasta los primeros 14 segundos del movimiento sísmico. La energía ingresa de manera selectiva en instantes de tiempo determinados, instantes en que también se presentan las mayores potencias de salida. Energéticamente hablando la estructuración mixta presenta una respuesta óptima disipando la energía de entrada de manera rápida y en intervalos de tiempo cortos. Esto permite controlar la energía mecánica que almacena la estructura y por lo tanto reducir el daño sobre los elementos no estructurales y sobre el contenido de la estructura.

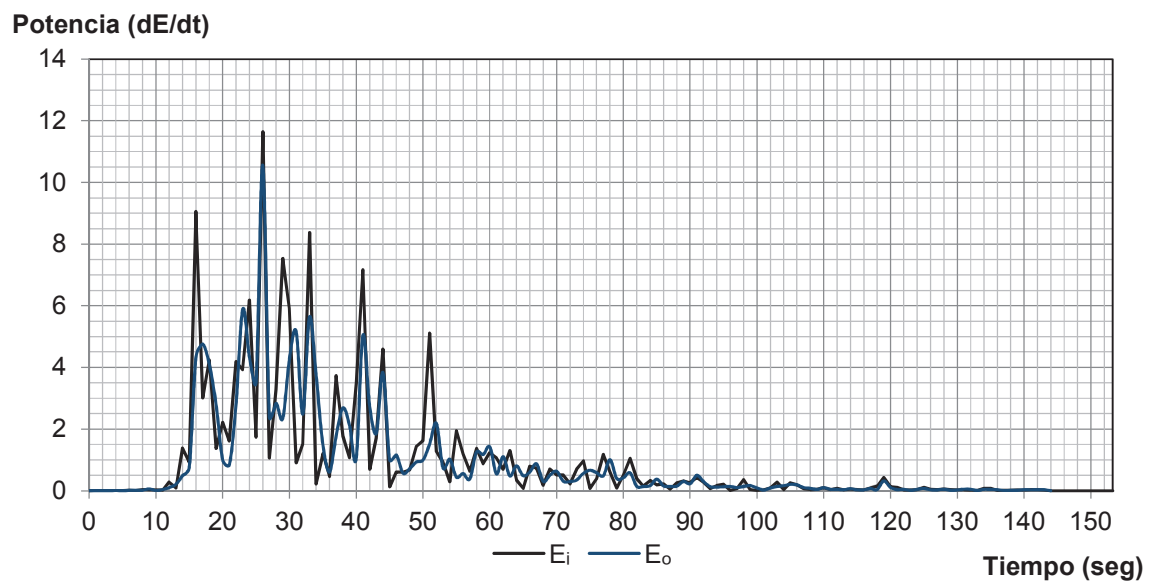


Gráfico 7.4 Potencia de entrada y salida

7.4 Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos

Al igual que la estructura con aislación basal, la estructuración mixta concentra la demanda de aceleraciones en el nivel del dispositivo de aislación, con una aceleración de 0.5 g a los 25 segundos. El gráfico 7.5 muestra las aceleraciones máximas de piso a los 25 segundos, con una aceleración de techo de 0.8g, instante de tiempo que se presenta la mayor energía mecánica del sistema con velocidades de 1.2 m/s. Estos valores se encuentran por sobre lo esperado para limitar el daño sobre el contenido de la estructura según Ishiyama (0.4 m/s), generando daño sobre elementos no estructurales con una relación entre el ancho y alto del elemento superiores a 0.3.

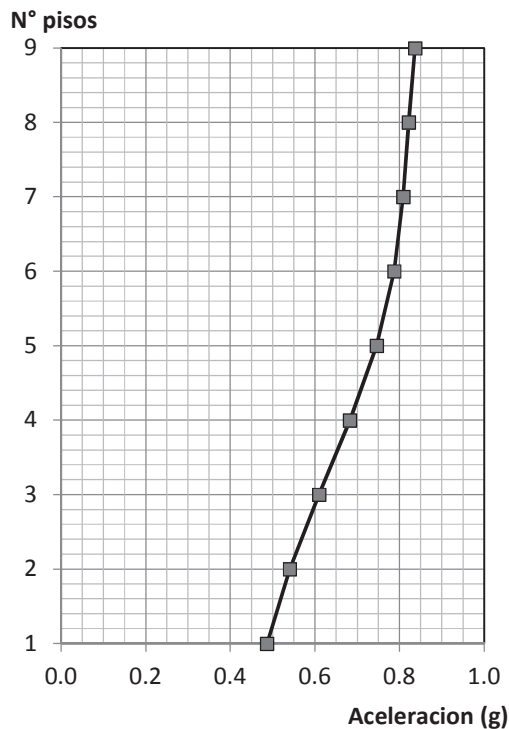


Gráfico 7.5 Aceleraciones máximas de piso

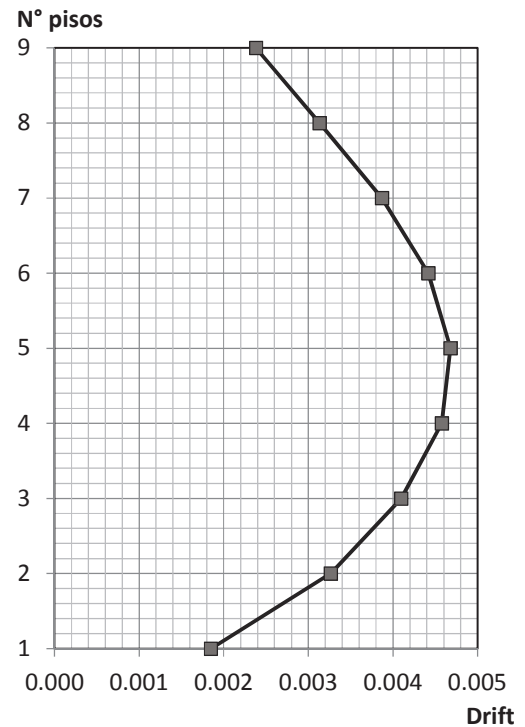


Gráfico 7.6 Desplazamientos relativos entrepisos

En el gráfico 7.5 se muestran los desplazamientos relativos entrepisos a los 17 segundos, instante que ocurre la máxima energía por deformación elástica de la estructura. El máximo desplazamiento relativo entrepiso ocurre en el quinto piso de la estructura con un valor cercano a 0.005. Esto se correlaciona ya que la estructura sólo presenta un comportamiento en el rango lineal de los elementos, sin incursiones en el rango inelástico. De este modo la energía por deformación del sistema estructural corresponde a deformaciones elásticas de la estructura.

7.5 Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes

En el grafico 7.7 se muestran los desplazamientos máximos de piso a los 17 segundos, con un desplazamiento máximo de 16 cm en el nivel del sistema de aislación y 22 cm en el último piso de la estructura. La curva de desplazamientos del grafico 7.7 indica que la estructura no tiene el mismo desplazamiento en cada piso, sino que tiene un leve incremento en el último piso en relación a la base. Esto indica que la aproximación utilizada para determinar la constante de amortiguamiento tiene una diferencia con el comportamiento real del sistema estructural. Debido a esto, se produce una diferencia entre el valor del factor de amortiguamiento utilizado para calcular la constante de amortiguamiento del dispositivo de disipación versus el valor determinado según el decremento logarítmico.

La estructuración mixta no tiene deformaciones remanentes como se muestra en el grafico 7.8, ya que no tiene ciclos de histéresis en las vigas y en la base de columnas del primer piso. El dispositivo de aislación solo tiene una respuesta en el rango elástico. Finalmente el amortiguador viscoso está diseñado y fabricado para las fuerzas que se pueden desarrollar en un movimiento sísmico.

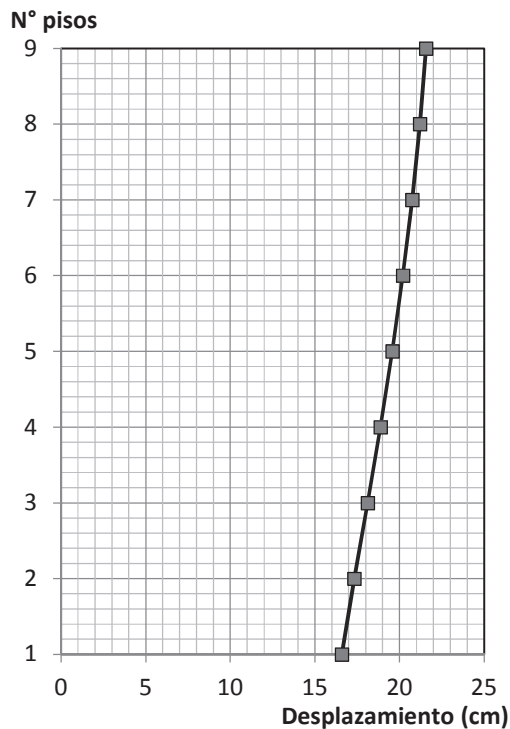


Gráfico 7.7 Desplazamientos máximos de piso

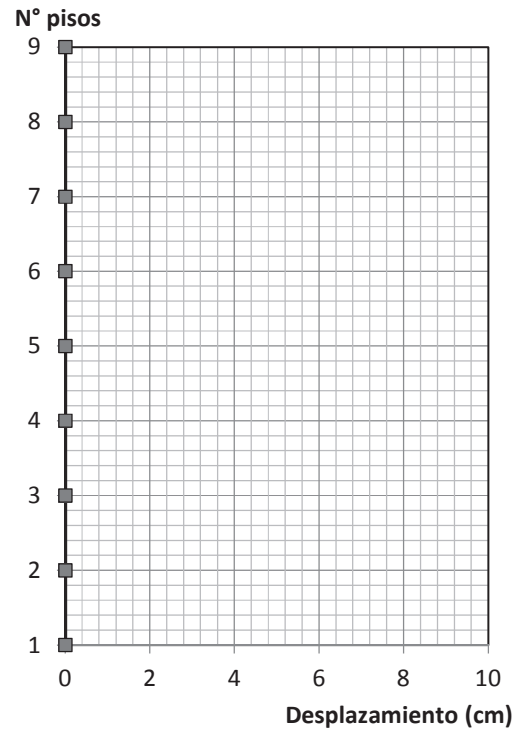


Gráfico 7.8 Deformaciones remanentes

Debido a que la estructura solo tiene respuesta en el rango elástico, no es necesario desarrollar las curvas de histéresis de las vigas y columnas del primer piso. Situación similar que ocurre con el sistema de aislación basal, que tiene un desplazamiento máximo de 16 cm para una fuerza de 21 ton.

El único elemento que tiene respuesta en el rango inelástico y que es propio de su comportamiento es el amortiguador viscoso. El grafico 7.9 muestra los ciclos de histéresis del amortiguador. El área encerrada bajo cada ciclo de histéresis corresponde a la energía disipada por el amortiguador viscoso.

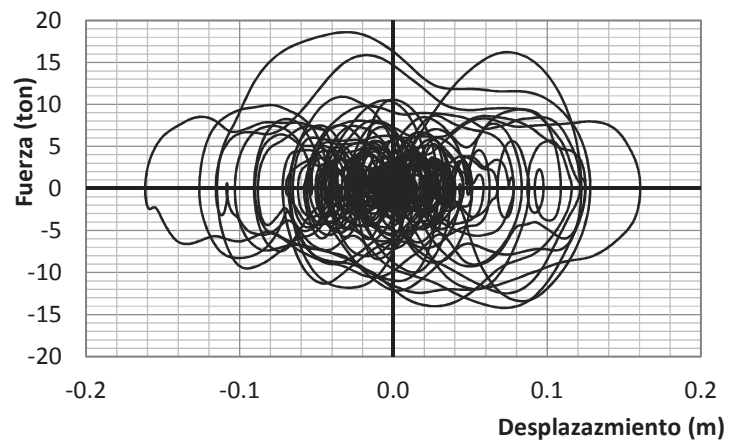


Gráfico 7.9 Ciclo de histéresis dispositivo de amortiguamiento viscoso

Capítulo VIII

8. Comparación de resultados

8.1 Energía de entrada

El gráfico 8.1 muestra la energía de entrada de las distintas configuraciones estructurales.

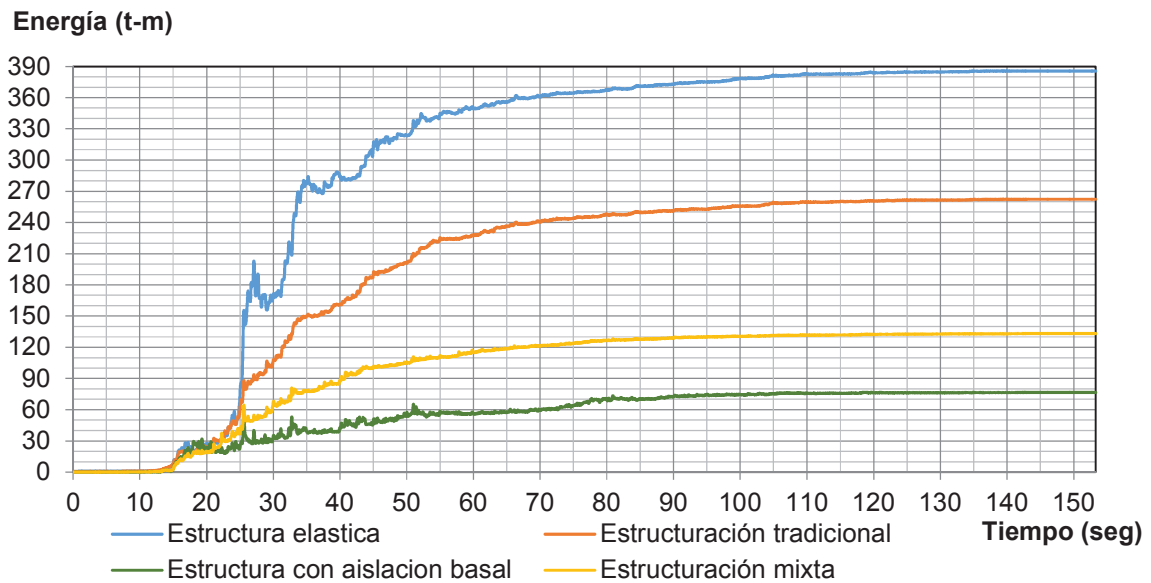


Gráfico 8.1 Distribución de la energía de entrada de las distintas configuraciones estructurales

La estructura con respuesta elástica presenta mayor energía de entrada en todo instante de tiempo, pero sin embargo no es monótona creciente como la energía de entrada de la estructuración tradicional. Durante los primeros segundos del movimiento sísmico, las distintas configuraciones estructurales tienen una distribución similar. Sin embargo a partir de los 20 segundos del movimiento sísmico, instante en que se comienzan a presentar aceleraciones superiores a 0.2g, la distribución de la energía de entrada varía considerablemente en cada sistema estructural.

Se puede deducir que la cantidad de energía de entrada no es por sí solo un indicador de confianza para establecer la configuración estructural más adecuada según los requerimientos. Esto es que permanezca operativa durante y después de un sismo de alta intensidad. De este modo la potencia de entrada y salida correlacionan la información necesaria para determinar la configuración estructural que presente menores daños estructurales y en el contenido de la edificación. La diferencia entre la potencia de entrada y la potencia de salida en este trabajo de título se denomina como “capacidad almacenada”. La “capacidad almacenada” corresponde a la energía almacenada en forma mecánica en el sistema estructural.

Los gráficos 7.2 y 7.3 muestran la “potencia de entrada” y la “potencia de salida” respectivamente para las cuatro configuraciones estructurales analizadas en este trabajo de título.

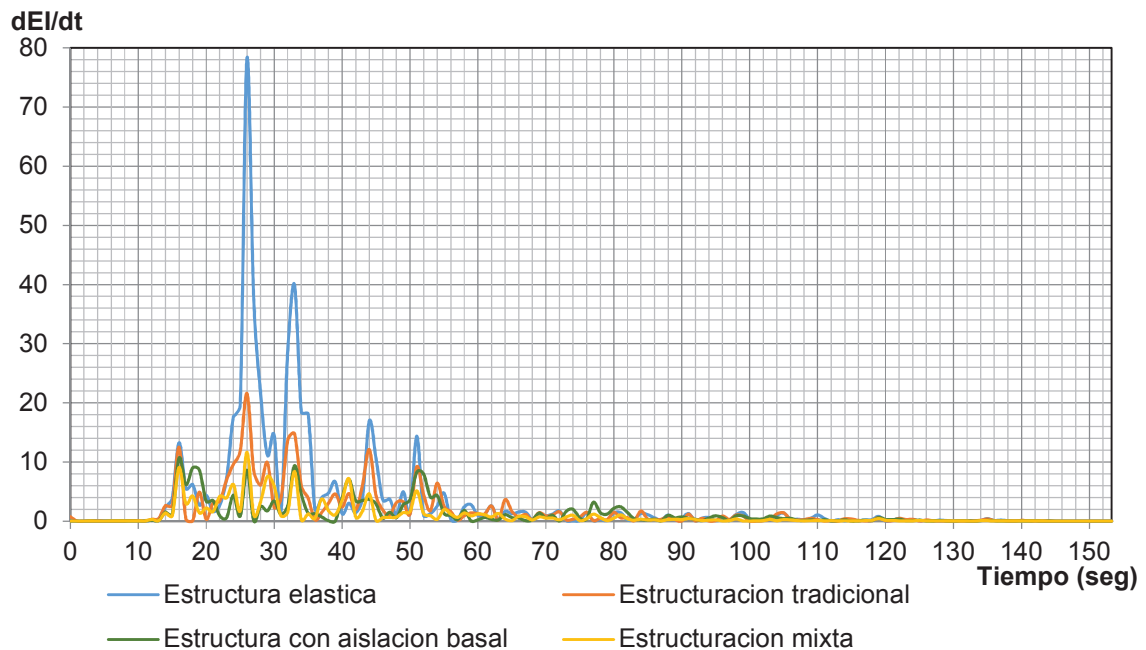


Gráfico 8.2 Potencia de entrada de las distintas configuraciones estructurales

Se puede observar que en cada configuración estructural se identifican cinco pulsos que presentan variaciones superiores al 15% de la máxima potencia de entrada. En cada pulso se analiza la potencia de entrada, salida y la capacidad almacenada de cada configuración estructural. La tabla 8.1 muestra la potencia de entrada de cada configuración estructural en los cinco pulsos, confirmando que la energía entra de manera selectiva a la estructura. Esto es en instantes determinados de tiempo del registro sísmico.

Tabla 8.1 Potencia de entrada

Pulso	Estructura elástica	Estructuración tradicional	Estructura con aislamiento basal	Estructuración mixta
Primero	23	16	18	13
Segundo	135	42	10	14
Tercero	87	34	17	10
Cuarto	31	22	10	6
Quinto	17	15	20	8

Todas las configuraciones estructurales analizadas en este trabajo de título no presentan variaciones en la potencia de entrada por instantes de tiempo superiores a 64 segundos. Situación que se repite en las variaciones que presenta la potencia de salida en las cuatro configuraciones estructurales analizadas.

El gráfico 8.3 muestra la potencia de salida de cada configuración estructural. Al igual que la potencia de entrada, existen cinco pulsos que presentan variaciones superiores al 15% a la máxima potencia de salida. Estos intervalos de tiempo coinciden con los cinco pulsos de entrada que se encuentran especificados en la tabla 8.1. Esto indica la importancia de disipar la energía en la medida que ingresa al sistema estructural, con la finalidad de limitar la energía mecánica que almacena el sistema estructural.

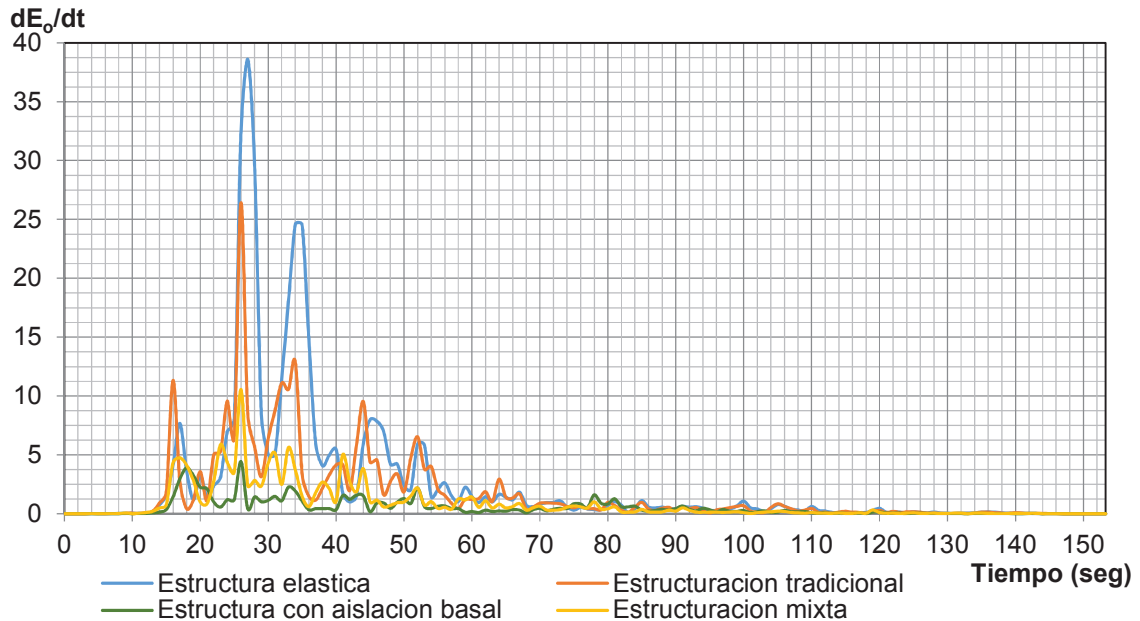


Gráfico 8.3 Potencia de salida de las distintas configuraciones estructurales

Es necesario determinar la energía disipada y almacenada en cada pulso donde se presentan las mayores variaciones en los componentes de la ecuación del balance energético. Los gráficos 8.4 al 8.8 muestran el porcentaje de energía disipada y almacenada respecto a la energía de entrada de cada configuración estructural en los cinco pulsos de análisis. Cabe destacar que el instante en que ocurre la mayor energía almacenada corresponde al intervalo de tiempo del segundo pulso, para la estructura con respuesta elástica y la estructuración tradicional. Para la estructura que solo tiene aisladores y la estructura con aisladores y amortiguadores esta situación ocurre en el primer pulso de análisis.

Según los resultados obtenidos, la estructura con respuesta elástica tiene un comportamiento similar en cada pulso analizado. En el primer y segundo pulso analizado, el sistema solo disipa un 59% de la energía de entrada. Para el tercer y quinto pulso, el sistema disipa un 62% de la energía de entrada. Sin embargo el pulso más crítico en el análisis de este sistema se presenta en el cuarto pulso de análisis. En este intervalo de tiempo, el sistema almacena un 51% de la energía de entrada. Cabe destacar que en este pulso, las aceleraciones de la estructura son superiores a 0.03g. Finalmente desde el punto de vista energético, la respuesta energética del sistema elástico es ineficiente, dado que la energía disipada del sistema corresponde a la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura. Este tiene un comportamiento lento y paulatino para disipar la energía que entra al sistema.

La estructuración tradicional disipa gran parte de la energía que ingresa al sistema en los cinco pulsos de análisis. Este sistema estructural disipa no menos del 88% de la energía de entrada, limitando la energía que almacena la estructura. Para el primer pulso de análisis la energía disipada corresponde al 100% de la energía que ingresa a la estructura. Esta misma situación se produce en

el tercer pulso. Para el intervalo que ocurre la máxima energía mecánica del sistema, es decir en el segundo pulso, el mecanismo de disipación disipa casi el 100% de la energía de entrada. Esto representa una reducción del 76% en la máxima energía almacenada en forma mecánica respecto a la estructura con respuesta elástica. Cabe destacar que la respuesta energética de la estructuración tradicional es eficiente energéticamente, con una respuesta rápida y con un tiempo de reacción óptimo del mecanismo de disipación.

La estructura con aislación basal permite almacenar grandes cantidades de energía mecánica en la estructura. La máxima energía mecánica almacenada en este sistema estructural corresponde a un aumento en un 67% de la energía máxima mecánica de la estructuración tradicional. Este fenómeno se debe a que la energía disipada del sistema corresponde principalmente a la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura, similar a lo que ocurre en la estructura con respuesta elástica. Esto se produce debido a que el sistema de aislación reduce considerablemente los esfuerzos de los elementos. De esta forma la respuesta de la estructura es principalmente en el rango elástico. Según los resultados presentados en el gráfico 8.4, instante que se produce la máxima energía almacenada en la estructura, el sistema con aislación solo disipa un 26% de la energía de entrada. Esto confirma el hecho que la estructura presente mayor energía mecánica que la estructuración tradicional.

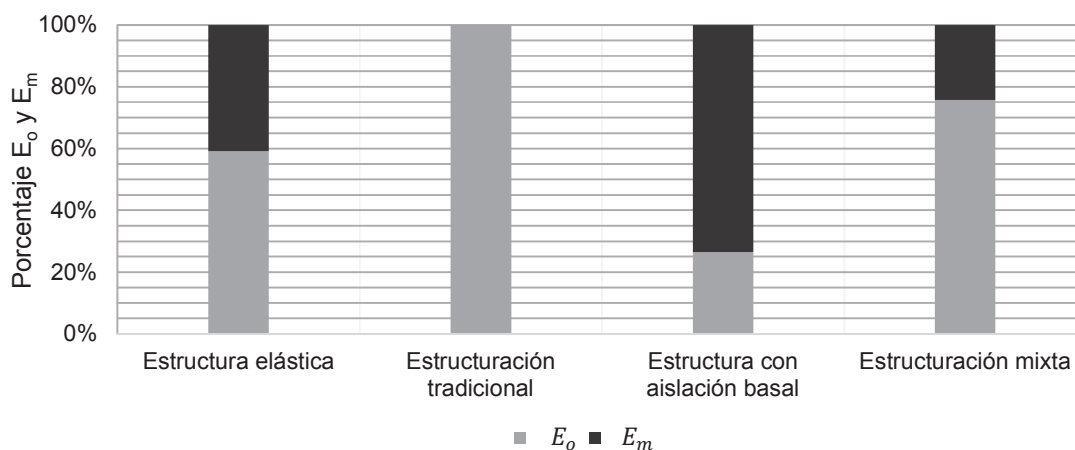


Gráfico 8.4 Potencia de salida y almacenada en el primer pulso

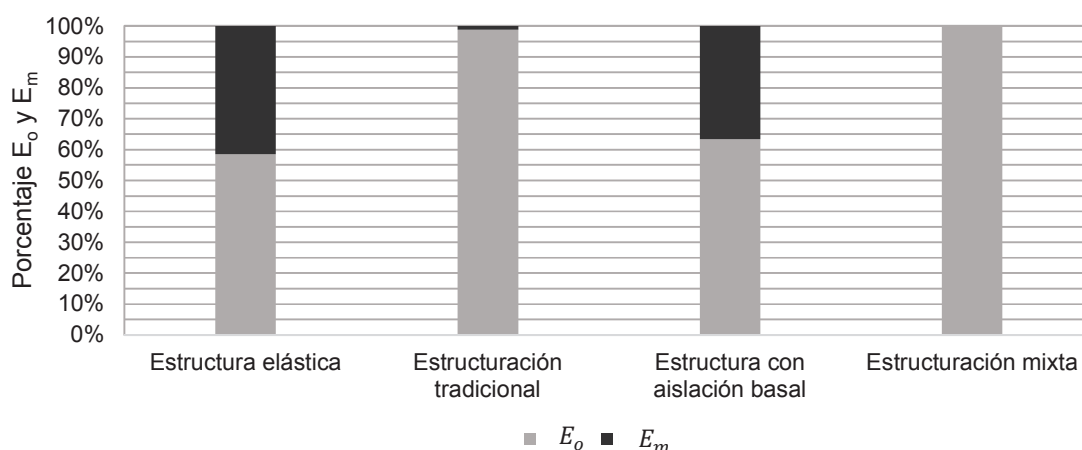


Gráfico 8.5 Potencia de salida y almacenada a los 26 segundos

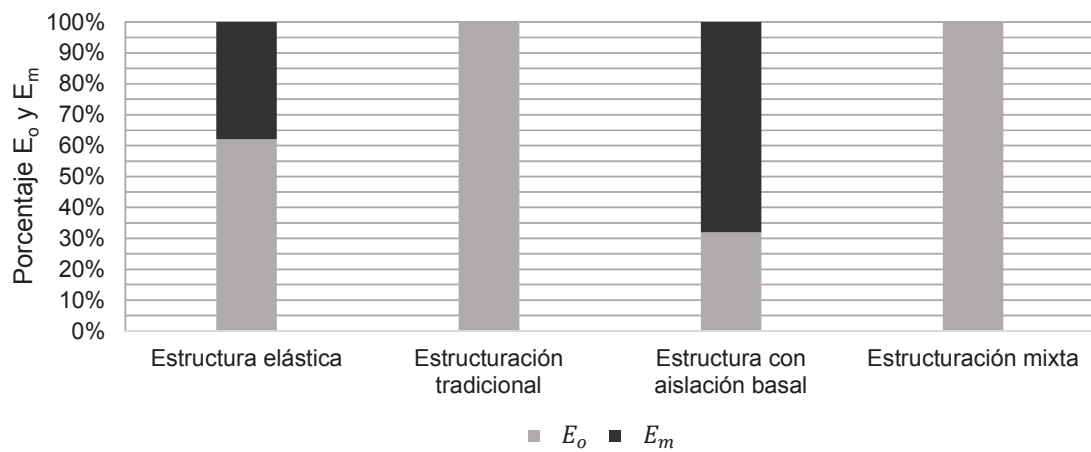


Gráfico 8.6 Potencia de salida y almacenada a los 33 segundos

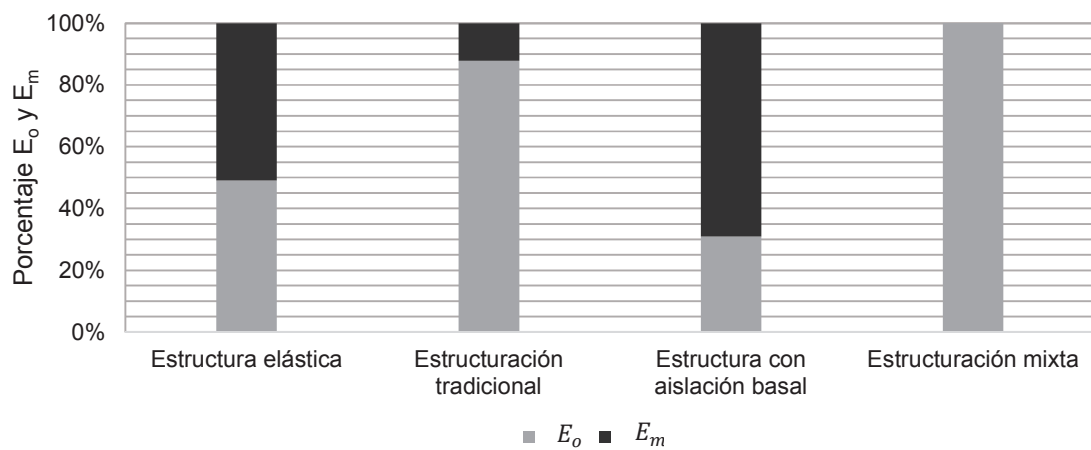


Gráfico 8.7 Potencia de salida y almacenada a los 44 segundos

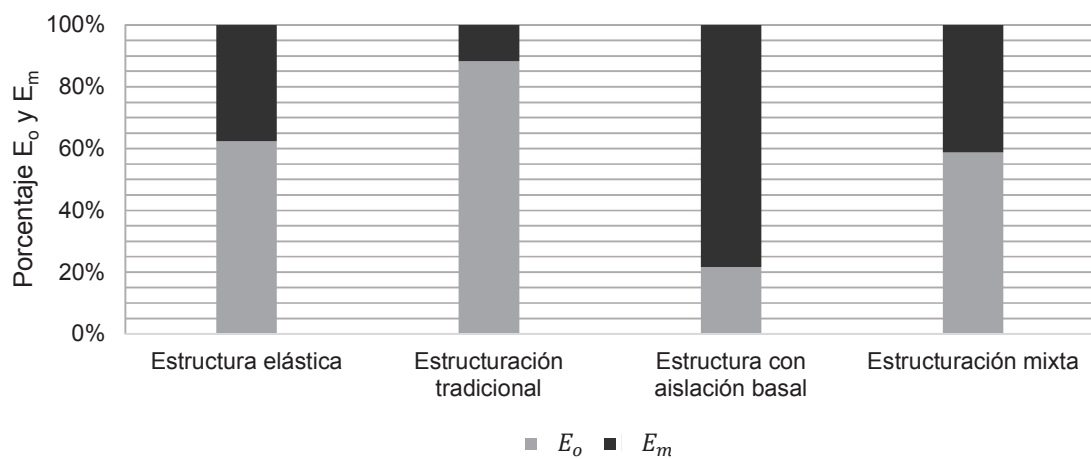


Gráfico 8.8 Potencia de salida y almacenada a los 51 segundos

Finalmente la estructuración mixta que tiene sistemas de aislación y disipadores de energía, tiene una respuesta energética más eficiente que la estructura que sólo tiene sistema de aislación. La máxima energía mecánica del sistema con aisladores y amortiguadores equivale al 79% de la máxima energía mecánica del sistema que solo tiene aisladores. En el instante en que ocurre la máxima energía mecánica almacenada en la estructura, el mecanismo de disipación disipa un 76% de la energía de entrada. Esto corresponde al triple de la energía que disipa el sistema que solo tiene aislación, confirmando la importancia en disipar la energía de manera rápida y en un tiempo de reacción óptimo.

8.2 Aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos

El grafico 8.9 muestra las aceleraciones máximas de piso de las distintas configuraciones estructurales, para distintos instantes de tiempo.

La estructura con respuesta elástica presenta las máximas aceleraciones de piso a los 26 segundos, con una aceleración de 2.1 g en el último piso de la estructura. Las máximas aceleraciones del sistema tradicional ocurren a los 29 segundos del movimiento sísmico. Este sistema tiene una reducción del 60% en comparación con el sistema elástico.

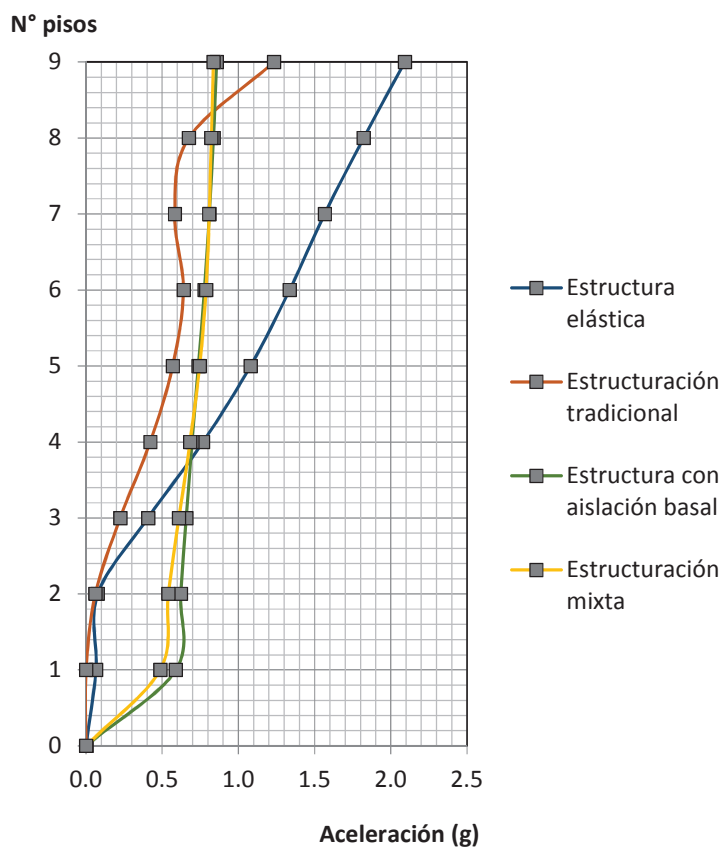


Gráfico 8.9 Aceleraciones máximas de piso

La estructuración mixta y la estructura con aislación basal presentan la máxima aceleración de piso a los 25 segundos del movimiento sísmico, instante en que ocurre la máxima aceleración del suelo. Según los resultados obtenidos y presentados en el gráfico 8.9, el sistema con aislación basal y el sistema mixto tienen aceleraciones de piso similares con un valor máximo de 0.8 g en el último piso de la estructura. Adicionalmente es posible observar que la estructura se desplaza principalmente como un solo cuerpo, con aceleraciones similares en cada nivel de la estructura.

Cabe destacar que la estructuración tradicional presenta menores aceleraciones de piso comparado con los otros sistemas estructurales analizados en este trabajo de título. Sin embargo en el último piso de la estructura, las aceleraciones de piso son menores en los sistemas que cuentan con dispositivos adicionales de control sísmico. Según la ecuación propuesta por Ishiyama [1984] que establece las máximas aceleraciones de piso, la estructuración tradicional concentra el daño en el contenido de la estructura en los pisos donde ocurren aceleraciones superiores a 0.4g. Esto ocurre desde el quinto al último piso.

El gráfico 8.10 muestra los desplazamientos relativos máximos entrepisos de las distintas configuraciones estructurales. Al igual que las aceleraciones de piso, la estructura con respuesta elástica tiene las máximas deformaciones relativas de entrepiso, con un valor de 2.5% en el cuarto piso de la estructura, lo cual se traduce en un alto daño sobre el contenido de la estructura. La estructuración tradicional tiene reducciones en un 40% respecto a la estructura con respuesta elástica, debido a la capacidad de disipar energía por efectos histeréticos de los elementos limitando las deformaciones máximas de cada piso.

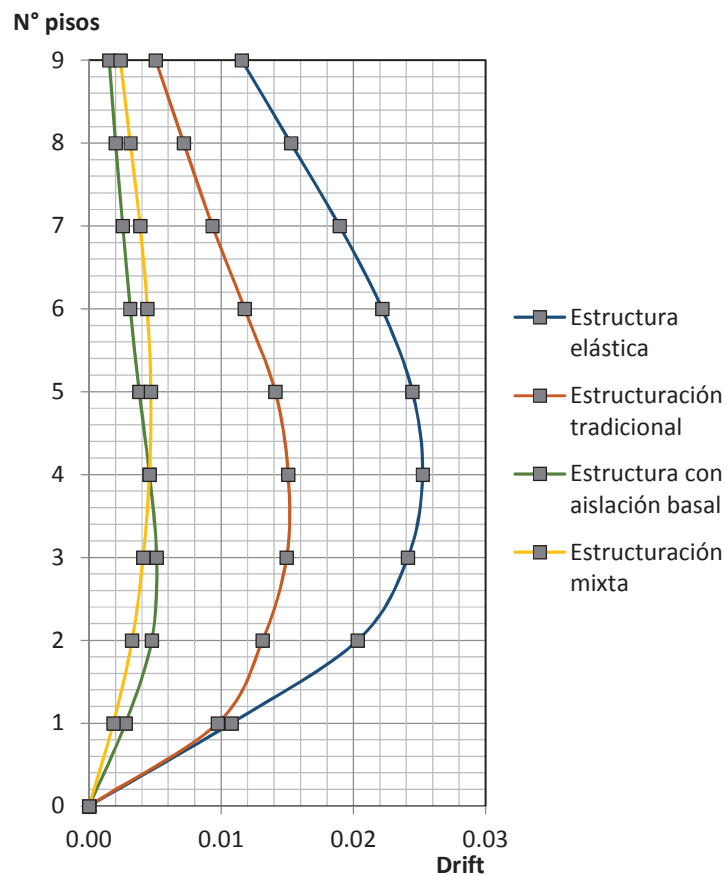


Gráfico 8.10 Desplazamiento relativo máximo de entrepisos

La estructura con aislación basal tiene desplazamientos relativos entrepisos pequeños, reducido en 5 y 3 veces comparado con la estructura con respuesta elástica y la estructuración tradicional respectivamente, situación que se repite en la estructuración mixta con un desplazamiento relativo entrepisos máximo cercano a 0.005 a los 17 segundos. El dispositivo de aislación basal permite disminuir los desplazamientos relativos entrepisos ya que la estructura se desplaza como un solo cuerpo, teniendo un comportamiento similar a un sistema de un grado de libertad.

8.3 Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes

En el grafico 8.11 se muestran los desplazamientos máximos de piso de las distintas configuraciones estructurales, que tienen un comportamiento similar a las aceleraciones máximas de piso del grafico 8.9.

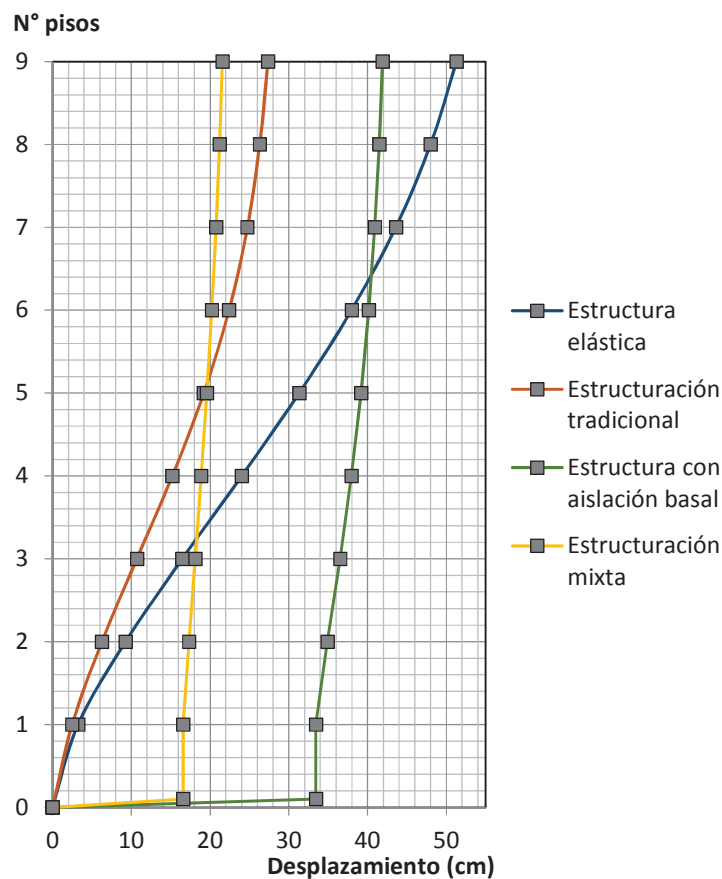


Gráfico 8.11 Desplazamientos máximos de piso

La estructura con respuesta elástica tiene un desplazamiento de techo de 51 cm casi el doble del desplazamiento de techo de la estructuración tradicional. Cabe destacar que para poder obtener una respuesta en el rango elástico de los elementos en el sistema elástico es necesario proporcionar una resistencia como se describe la sección 4.5 del capítulo IV. Desde este punto de vista, para realizar poder realizar esto se debe aumentar las secciones de las vigas y columnas de la estructura, lo que modifica la rigidez del sistema estructural. Al realizar este procedimiento, el periodo de la estructura se reduce y por ende disminuyen los desplazamientos máximos de la estructura. Al

disminuir los desplazamientos máximos que corresponde a deformaciones elásticas de la estructura también se reduce la energía mecánica almacenada en el sistema estructural. Por lo tanto la energía mecánica almacenada no corresponde a un valor práctico, sino solo es un caso teórico del análisis. No se realiza el cambio de secciones, ya que el objetivo de este trabajo de título es comparar la respuesta de un mismo esqueleto con distintas estrategias estructurales.

La estructura con aislación basal aumenta los desplazamientos máximos de pisos en casi el doble comparado con la estructuración tradicional, con un desplazamiento de techo de 42 cm. La estructuración mixta presenta una situación particular, dado que tiene menores desplazamientos que la estructura con aislación basal, pero con mayores desplazamientos que la estructuración tradicional solo para los pisos desde el primero al quinto. El máximo desplazamiento en la estructuración mixta de 22 cm en el último piso corresponde a una reducción en más del doble comparado con la estructura con respuesta elástica y la estructura con aislación basal.

Solo la estructuración tradicional presenta deformaciones remanentes del orden de 11 cm en el último piso de la estructura. Este sistema estructural presenta los mayores daños en comparación con todos los sistemas analizados en este trabajo de título. Esto se debe a que es la única estructura que presenta demandas de ductilidad superiores a 2 sobre los elementos estructurales, lo que según Arkan y Bertero [1985] corresponde a un daño moderado, severo o colapso de la estructura según corresponda.

Capítulo IX

9. Conclusiones

Se pudo comprobar que la energía es un parámetro que sintetiza mucha información ya que integra literalmente los esfuerzos y desplazamientos de un sistema estructural. La ecuación de balance energético descrita en la ecuación 9.1, incorpora de forma global el comportamiento de la estructura considerando el movimiento, amortiguamiento y comportamiento histerético de los elementos. Esta información es expresada como resultado en un sólo valor escalar. En este trabajo se utilizó la ecuación de balance energético con el propósito de evaluar el desempeño sísmico de diferentes tipos de configuraciones para un mismo esqueleto estructural:

- Sistema elástico
- Sistema tradicional con capacidad de desarrollar ductilidad
- Sistema con aislación basal
- Sistema con aislación basal y disipación de energía

Finalmente se determinó cuál de ellas es la más adecuada desde el punto de vista energético en su etapa de anteproyecto, es decir en la definición de la estrategia estructural a seguir. Considerando que se estableció como criterio de aceptación que la estructura debe permanecer operativa durante y después de un movimiento sísmico de alta intensidad. Es posible modificar los parámetros de la ecuación 9.1 en función de los requerimientos, por ejemplo aumentando la energía por deformaciones inelásticas (E_H), incorporando dispositivos adicionales de disipación de energía (E_d) o bien una combinación de ambos ($E_d + E_H$). Otra alternativa es disminuir directamente la energía que ingresa a la estructura (E_I) mediante un sistema de aislación basal.

$$E_I = E_k + E_S + E_\xi + E_H + E_d \quad \text{Ecuación 9.1}$$

Para determinar la energía que entrega el sismo a la estructura es necesario conocer la sismicidad del lugar, el suelo sobre el cual se ubica la estructura y las propiedades mecánicas del sistema estructural. Según Housner la energía de entrada depende principalmente de la masa y el período fundamental de vibración de la estructura. Sin embargo, se observó en este trabajo de título que la energía de entrada no necesariamente depende solo de estos parámetros, sino también del mecanismo de disipación de la energía. Por ejemplo, para el caso de pequeñas variaciones del período fundamental y la misma masa, situación que ocurre entre el sistema tradicional y el sistema elástico, la energía de entrada presenta una reducción del 30% en el sistema tradicional. Un caso de análisis más dramático ocurre al comparar la energía de entrada del sistema que sólo tiene aisladores versus el sistema que tiene aisladores y amortiguadores. En esta situación solo varía el mecanismo de disipación de la energía. De este modo, la energía de entrada del sistema con aislación es la mitad de la energía de entrada del sistema con aisladores y amortiguadores.

Se observó del análisis tiempo-historia de las distintas configuraciones, que el parámetro importante no es la cantidad de energía de entrada del sistema, sino la energía mecánica que se almacena en el sistema estructural. Esto es debido a que esta última se traduce en movimiento que se relaciona con las aceleraciones y desplazamientos relativos entrepisos. Estos representan el daño sobre los elementos no estructurales y sobre el contenido de la estructura. Cabe destacar que el contenido de este edificio es de mayor importancia que la estructura misma. Después de determinar la forma en que se distribuye la energía de entrada en las distintas configuraciones estructurales, se puede afirmar que la solución para limitar la energía mecánica que almacena la estructura es mediante un mecanismo que vaya disipando la energía en la misma velocidad que entra. La variación

de la energía por unidad de tiempo se denomina potencia. En este trabajo de título se denominó como “potencia de entrada” (dE_I/dt) a la variación de la energía de entrada por unidad de tiempo y “potencia de salida” (dE_O/dt) a la variación de la energía de salida por unidad de tiempo. Esto se representa esquemáticamente en la figura 9.1 que muestra la energía mecánica ó almacenada (E_m) y la energía de salida ó disipada (E_O). Es la “potencia de salida” de un determinado sistema el que permite limitar la energía almacenada.

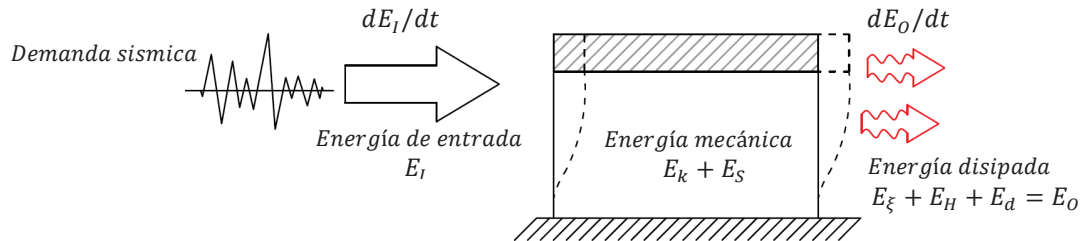


Figura 9.1 Esquema distribución de la energía

Se observó que la energía ingresa al sistema estructural de manera selectiva en intervalos de tiempo específicos, independientes del valor máximo de la energía de entrada y del sistema estructural analizado. Estos intervalos donde ocurre la mayor variación entre las componente de la energía ha sido denominado como pulso. Este fenómeno ya ha sido mencionado anteriormente por Hiroshi Akiyama [2002]. En este trabajo de título se observaron dos posibles respuestas de las distintas configuraciones estructurales en los pulsos de análisis representadas esquemáticamente en la figura 9.2. La respuesta eficiente energéticamente es aquella que disipa la energía en la misma medida que ingresa energía al sistema, como se muestra en la figura 9.2 (a). En esta figura se muestra que la potencia de salida es similar a la potencia de entrada y su tiempo de reacción es mínimo, limitando al máximo posible la energía mecánica que almacena la estructura. Por el contrario, una respuesta ineficiente energéticamente hablando es aquella que la potencia de salida es menor a la potencia de entrada y además con un tiempo de reacción retardado como se muestra en la figura 9.2 (b). La diferencia entre la potencia de entrada y la potencia de salida indica la capacidad de almacenar energía en forma mecánica en la estructura, la cual como se mencionó anteriormente va a dar origen al daño sobre el contenido de la estructura.

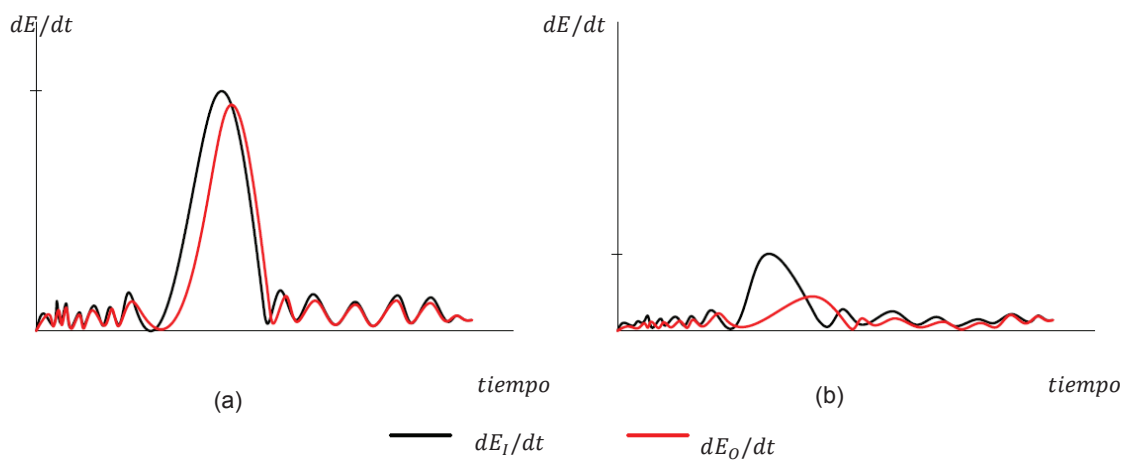


Figura 9.2 (a) Respuesta eficiente para un pulso de energía de entrada (b) Respuesta ineficiente para un pulso de energía de entrada

Se observó que la respuesta energética en el sistema elástico es ineficiente energéticamente. Esto se produce debido a que la energía disipada del sistema corresponde a la energía disipada por amortiguamiento inherente, la cual tiene una respuesta en forma lenta y paulatina. El sistema elástico permite almacenar un alto grado de energía mecánica en los pulsos analizados, con un valor máximo de 51% de la energía de entrada en el cuarto pulso de análisis. Adicionalmente se pudo observar que este fenómeno también ocurre en el sistema con aislación y sin dispositivo de disipación adicional. Este último caso la respuesta energética es menos eficiente en comparación con el sistema elástico, almacenando un 68% de la energía de entrada para el mismo pulso en cuestión.

Energéticamente hablando la estructuración tradicional es el sistema estructural con mejor comportamiento ya que disipa no menos del 88% de la energía de entrada en los pulsos analizados. Esto puede ser posible gracias a la capacidad de disipar energía sin importar la forma en que se deforma la estructura. Una representación esquemática de esta situación se muestra en la figura 9.3 disipando energía en los elementos previamente determinados. Debido a presentar una respuesta en el rango inelástico de los elementos, el sistema tradicional en este caso toma el mayor daño sobre los elementos estructurales en comparación con todos los sistemas analizados. Los cuatro sistemas fueron analizados considerando la misma demanda sísmica, que en este caso particular corresponde al registro de Constitución 2010.

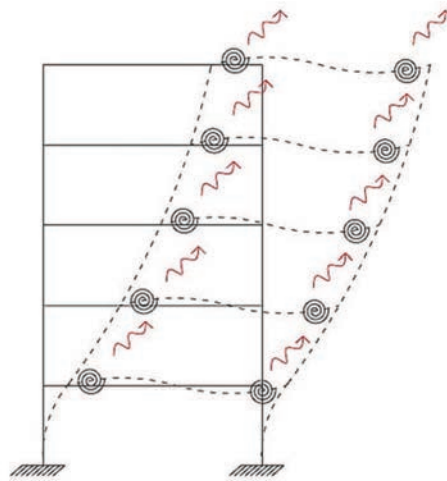


Figura 9.3 Respuesta del mecanismo de disipación de la estructuración tradicional

Finalmente desde el punto de vista de daños estructurales, la estructura con un mejor comportamiento es el sistema con aisladores y amortiguadores. Este sistema no tiene daño sobre los elementos estructurales. Se comprobó que los elementos tienen una respuesta sólo en el rango elástico. En este caso esto permite concentrar la energía disipada principalmente en el amortiguador que es diseñado y fabricado para las fuerzas que se pueden desarrollar en un sismo. Cabe destacar que desde el punto de vista energético, para los pulsos que presentan la máxima potencia de entrada, el sistema disipa el 100% de la energía que ingresa a la estructura. Sin embargo para los últimos pulsos de análisis, el sistema es menos eficiente que el sistema tradicional. Esto se puede explicar debido a que el mecanismo de disipación trabaja siempre que la respuesta de la estructura sea influenciada por el primer modo, como se muestra en la figura 9.4(a). Si la respuesta es influenciada por otros modos, el mecanismo de disipación no trabaja eficientemente y permite que la estructura almacene energía mecánica, situación que se muestra en la figura 9.4(b).

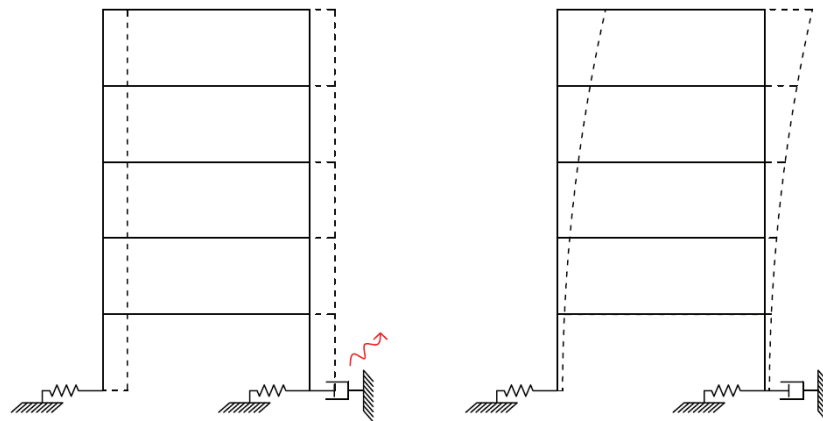


Figura 9.4 Respuesta del mecanismo de disipación de la estructura con aisladores y amortiguadores
(a) Respuesta influenciada por el primer modo (b) Respuesta influenciada por otros modos

A pesar de que es un trabajo de título teórico, las conclusiones de este trabajo tienen un alto grado de aplicación en la práctica habitual del diseño estructural. Un ejemplo de ello es el diseño

tradicional sismorresistente de estructuras con la importancia que deben tener los elementos de la capacidad de disipar energía en el rango inelástico, para evitar almacenar energía en forma mecánica en la estructura. Siguiendo esta misma línea, cuando se proporciona demasiada sobrerresistencia a la estructura, la respuesta tiende a ser elástica. Esto implica que la estructura almacena grandes cantidades de energía mecánica, lo cual produce grandes aceleraciones o desplazamientos relativos entrepisos. Lo que finalmente se traduce en un alto daño sobre el contenido de la estructura y sobre los elementos no estructurales.

Por lo tanto se comprobó una vez más que otorgar resistencia a la estructura para enfrentar la acción sísmica, no representa la mejor estrategia estructural. Una mejor estrategia sismorresistente es disponer de un sistema que responda rápidamente ante pequeños movimientos, disipando la energía que ingresa a la estructura, ya sea a través de los propios elementos estructurales o mediante dispositivos adicionales.

Referencias

- [1] G. Housner, «Limite design of strucutres to resist earthquake engineering,» Berbley, California, 1956.
- [2] Instituto Nacional de Normalizacion (INN), *NCh 1537 of 2009 Diseño estructural - cargas permanentes y cargas de uso*, 2009.
- [3] V.V. Bertero y C-M Uang, «Isusues and future directions in the use of an energy approach for seismic-resistant design of structure,» 1992.
- [4] P. Fajar, T. Vidic y M. Fischinger, «On energy demand and supply in SDOF systems,» de *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buldings*, Bled, Eslovenia, Yugoslavia, Elsevier Applied Science, 1992.
- [5] C. Meyer, «On energy-based damage model for inelastic dynamic analysis of reinforced concrete frames,» 1992.
- [6] J. Oviedo y M. Duque, «Sistemas de control de respuesta sismica en edificaciones,» *Revista EIA*, nº 6, 2006.
- [7] A. Wada, Y. Huang y V.V. Bertero, «Innovative strategies in Earthquake engineering,» 2002.
- [8] H. Akiyama, Metodologia de diseño sismorresistente de edificios basada en balance energetico, 2002.
- [9] C.-M. Uang y V. Bertero, «Use of energy as design criterion in earthquake-resistant design,» Repor No. UCB/EERC-88/18, Berkley, California, 1988.
- [10] B. Huerta y E. Reinoso, «Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, 2002.
- [11] T. Guendelman, Analisis estatico y dinamico de estructuras, 2004.
- [12] H. Krawinkler y A. Nassar, *Damage potencial of earquake ground motions*, Palm Springs, California, 1990.
- [13] Instituto Nacional de Normalizacion (INN), *Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*, Diciembre 2011.
- [14] F. d. C. F. y M. U. d. C. Ingenieria Civil, «Red de Cobertura Nacional de Acelerografos,» [En línea]. Available: <http://www.renadic.cl/>.
- [15] Instituto Nacional de Normalizacion (INN), *NCh 433 of 96 Mod 2003 Diseño Sismico de Edificios*, 2003.

- [16] American Concrete Institute 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318S-11)*, 2011.
- [17] Instituto Nacional de Normalizacion (INN), *NCh 3171 of 2010 Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga*, 2010.
- [18] R. Park y T. Paulay, *Estructuras de concreto reforzado*, 1988.
- [19] A. Chopra, *Dinamica de estructuras*, Cuarta ed., 2014.

