

no mxc
6663

T
Soto
2014



Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil



Aplicación del Método Directo Basado en Desplazamientos a un sistema de Marcos de Hormigón Armado Y Comparación con la Práctica Chilena

Por
Jean Carlos Soto Barceló

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

Profesor Guía Alejandro Morales Gómez

Julio, 2014

R. Jorzy

- Diseño
- Columnas - Diseño
- Análisis Dinámico

Agradecimientos

A mi madre Ana María Barceló por inculcarme toda la vida el luchar por mis metas y el apoyo incondicional que me brindo todo éste tiempo.

A Francisca Morales por su constante apoyo, compañía y amor brindado en esta etapa de mi vida.

A mis hermanos Misell y Jonathan quienes me han apoyado durante toda mi vida y han sido clave en esta etapa de mi vida.

A Alejandro Gonzáles Ossadón por la gran ayuda brindada para la realización del presente trabajo.

A Luis Barceló que con un pequeño gesto, logra que yo cumpla una gran meta en mi vida

A toda mi familia que en más de alguna ocasión me brindo su ayuda, para lograr mis metas.

A la familia Olivares Fuentes, quienes me recibieron como uno más en su familia y me apoyaron más allá de lo que les correspondía.

A Daniel González, Felipe Céspedes, Ruben Epuyao, Nathan Olivares y Laura Salsilli por su apoyo y animo brindado en todos estos años.

A Alejandro Morales profesor guía, por su paciencia y motivación a lo largo de toda la carrera.

A cada compañero de universidad que en más de algún momento se tomó la molestia de ayudarme sin esperar nada a cambio.

A todo profesor que con entusiasmo me enseñó, me ayudó y en ocasiones me comprendió.

INDICE

Índice de Tablas.....	5
Índice de Figuras.....	7
1 DESCRIPCION DE TRABAJO	9
1.1 Planteamiento del Problema	9
1.2 Objetivos	10
1.2.1 Objetivos Generales	10
1.2.2 Objetivos Particulares.....	10
1.3 Alcances de TRABAJO	10
2 Modelación y definición de elementos de la estructura	12
2.1 Estructura ANALIZADA	12
2.1.1 Dimensiones de Elementos Estructurales	13
2.1.2 Material de Elementos Estructurales	14
2.1.3 Estructura Modelada.....	15
3 Implementacion del Diseño sísmico Basado en las Fuerzas.....	16
3.1 Cargas de Diseño.....	16
3.1.1 Cargas Vivas o Sobrecarga	16
3.1.2 Cargas Muerta o Permanente.....	16
3.1.3 Cargas Eventuales.....	16
3.2 Combinaciones de Cargas	16
3.3 Analisis Sísmico	17
3.3.1 Parámetros de Suelo, Zona y categoría de Edificio.....	17
3.3.2 Espectro de Pseudo-Aceleración.....	17
3.3.3 Corte Basal de Diseño	19
3.3.4 Verificación de la Deformación Relativa entre Piso (drift).....	20
3.3.5 Desplazamiento Lateral de Diseño en el Techo	21
3.4 Diseño de Elementos Estructurales.....	23
3.4.1 Diseño Vigas.....	24
3.4.2 Diseño Columnas.....	27
3.4.3 Columna Fuerte Viga Débil.....	34
3.4.4 Unión Viga-Columna (Nudo).....	35
4 Implementacion del metodo directo basado en los desplazamientos (DDBD)	39
4.1 INTRODUCCION AL metodo directo basado en los desplazamientos (DDBD).....	39
4.1.1 Definición de la Estructura Sustituida SDOF	42
4.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD al caso de estudio	45
4.2.1 Perfil de Desplazamiento	45

4.2.2	Demanda de Ductilidad de Desplazamiento.....	46
4.2.3	Amortiguamiento Viscoso Equivalente.....	46
4.2.4	Período Efectivo.....	47
4.3	Diseño de Elementos Estructurales.....	50
4.3.1	Combinaciones de Carga.....	51
4.3.2	Diseño Vigas.....	51
4.3.3	Diseño Columnas.....	56
4.3.4	Columna Fuerte Viga Débil.....	62
4.3.5	Unión Viga-Columna (Nudo).....	63
5	Análisis no Lineal.....	66
5.1	Análisis Dinámico Tiempo-Historia.....	66
5.2	Registros de Aceleraciones.....	66
5.3	Regla de Histéresis.....	68
5.4	Comparación de Resultados.....	68
5.4.1	Desplazamientos Máximos.....	68
5.4.2	Demanda de Corte.....	77
5.4.3	Demanda de Ductilidad.....	84
6	Conclusiones y Comentarios.....	89
	Bibliografía.....	90

ÍNDICE TABLAS

Tabla 2.1 Secciones de Elementos Estructurales	13
Tabla 2.2 Propiedades físicas hormigón H-25.....	14
Tabla 2.3 Propiedades Físicas Acero de Refuerzo A630-420H.....	15
Tabla 3.1 Combinaciones de Cargas	17
Tabla 3.2 Parámetros Sísmicos	17
Tabla 3.3 Parámetros y Factores Sísmicos.....	18
Tabla 3.4 Cálculo corte Basal de Diseño	20
Tabla 3.5 Valores de Cd*	22
Tabla 3.6 Desplazamiento de Diseño en el Techo y Período Agrietado	23
Tabla 3.7 Diseño a Flexión de Vigas.....	25
Tabla 3.8 Diseño a Corte de Vigas.....	27
Tabla 3.9 Requisitos Adicionales para Columnas	29
Tabla 3.10 Corte para Diseño para Columnas	34
Tabla 3.11 Verificación Columna Fuerte Viga Débil.....	35
Tabla 3.12 Parámetros.....	37
Tabla 3.13 Diseño Unión Viga Columna (Nudo).....	38
Tabla 4.1 Parámetros DDBD eje X.....	45
Tabla 4.2 Parámetros DDBD eje Y.....	46
Tabla 4.3 Parámetros de la Estructura Sustituta.....	46
Tabla 4.4 Desplazamiento de fluencia y ductilidad.....	46
Tabla 4.5 Amortiguamiento Viscoso Equivalente.....	46
Tabla 4.6 Factor de Reducción	47
Tabla 4.7 Período Efectivo (seg.).....	49
Tabla 4.8 Corte Basal de Diseño.....	49
Tabla 4.9 Distribución de Corte Base por piso (ton).....	50
Tabla 4.10 Elección Momento de Diseño, Eje X	52
Tabla 4.11 Elección Momento de Diseño, Eje Y	53
Tabla 4.12 Diseño a Flexión de Vigas Eje X	54
Tabla 4.13 Diseño a Flexión de Vigas Eje Y	54
Tabla 4.14 Diseño a Corte de Vigas por Piso, Eje Y	55
Tabla 4.15 Diseño a Corte de Vigas por Piso, Eje X.....	56
Tabla 4.16 Requisitos de Espaciamiento	56
Tabla 4.17 Requisitos Adicionales para Columnas	57
Tabla 4.18 Corte y Momento Eje X	59
Tabla 4.19 Corte y Momento Eje X	59

Tabla 4.20 Fuerza axial en columnas.....	60
Tabla 4.21 Diseño de Corte a Columnas	62
Tabla 4.22 Verificación Columna Fuerte Viga Débil.....	63
Tabla 4.23 Parámetros.....	64
Tabla 4.24 Diseño Unión Viga Columna (Nudo).....	64
Tabla 5.1 Desplazamientos Laterales Máximos, DBF y DDBD Eje X	71
Tabla 5.2 Desplazamientos Laterales Máximos, DBF y DDBD Eje Y	71
Tabla 5.3 Cortes Solicitados.....	79
Tabla 5.4 Cortes Solicitados.....	80
Tabla 5.5 Cortes Solicitados.....	83
Tabla 5.6 Cortes Solicitados.....	83

ÍNDICE FIGURAS

Figura 2.1 Modelo de la Estructura	12
Figura 2.2 Dimensiones Vigas.....	13
Figura 2.3 Planta tipo de la estructura.....	14
Figura 3.1 Espectro elástico de Pseudo-aceleración	19
Figura 3.2 Drift por planta del sistema estructural.....	21
Figura 3.3 Espectro Elástico de Desplazamiento.....	22
Figura 3.4 Refuerzo Longitudinal Vigas	25
Figura 3.5 Cortante de Diseño de vigas.....	26
Figura 3.6 Variación de ϕ para Diseño de Flexo-Compresión.....	28
Figura 3.7 Refuerzo Longitudinal Columnas	29
Figura 3.8 Diagrama de interacción, Columna 1, Eje X.....	30
Figura 3.9 Diagrama de interacción, Columna 1, Eje Y.....	30
Figura 3.10 Diagrama de interacción, Columna 2, Eje X.....	31
Figura 3.11 Diagrama de interacción, Columna 2, Eje Y.....	31
Figura 3.12 Diagrama de interacción, Columna 3, Eje X.....	32
Figura 3.13 Diagrama de interacción, Columna 3, Eje Y.....	32
Figura 3.14 Cortante de Diseño Columna	33
Figura 3.15 Esfuerzos internos en el Nudo	36
Figura 3.16 Área Efectiva del Nudo.....	37
Figura 4.1 Fundamentos del Diseño Basado en los Desplazamientos	40
Figura 4.2 Diagrama de Flujos DDBD (<i>Priestley ét al, 2007</i>)	41
Figura 4.3 Período efectivo de la estructura sustituida.....	44
Figura 4.4 Espectro Elástico de desplazamiento reducido.....	47
Figura 4.5 Identificación de Período Efectivo	48
Figura 4.6 Período efectivo para estructura sustituida	49
Figura 4.7 Momento Vigas DDBD	52
Figura 4.8 Refuerzo Longitudinal Columnas	57
Figura 4.9 Mecanismo de Colapso Columnas.....	59
Figura 4.10 Diagrama de Interacción, Columna Interior y Columna de Esquina, Eje X	60
Figura 4.11 Diagrama de Interacción, Columna Interior y Columna de Esquina, Eje Y	60
Figura 5.1 Registro de Aceleración Localidad de Constitución 2010, Componente L.....	66
Figura 5.2 Registro de Aceleración ciudad de Concepción 2010, Componente L.....	67
Figura 5.3 Registro de Aceleración ciudad de Viña del Mar 2010, Componente E-W	67
Figura 5.4 Modelo de Histéresis de Takeda modificado (Otani, 1974).....	68
Figura 5.5 Envolverte de Desplazamiento lateral Máximo, Eje X.....	69

Figura 5.6 Envolvente de Desplazamiento lateral Máximo, Eje Y	70
Figura 5.7 Envolvente de Drifts Máximo, Eje X	72
Figura 5.8 Envolvente de Drifts Máximo, Eje Y	73
Figura 5.9 Espectro de Fourier Concepción y Frecuencia de modos de vibrar, DBF	74
Figura 5.10 Espectro de Fourier Constitución y Frecuencia de modos de vibrar, DBF	74
Figura 5.11 Espectro de Fourier Viña del Mar y Frecuencia de modos de vibrar, DBF	75
Figura 5.12 Espectro de Fourier Concepción y Frecuencia de modos de vibrar, DDBD	75
Figura 5.13 Espectro de Fourier Constitución y Frecuencia de modos de vibrar, DDBD	76
Figura 5.14 Espectro de Fourier Viña del Mar y Frecuencia de modos de vibrar, DDBD	76
Figura 5.15 Diagrama de Corte Columna 1, DBF Eje X	77
Figura 5.16 Diagrama de Corte Columna 1, DBF Eje Y	78
Figura 5.17 Diagrama de Corte Columna 2, DBF Eje X	78
Figura 5.18 Diagrama de Corte Columna 2, DBF Eje Y	79
Figura 5.19 Diagrama de Corte Columna 1, DDBD Eje X	81
Figura 5.20 Diagrama de Corte Columna 1, DDBD Eje Y	81
Figura 5.21 Diagrama de Corte Columna 2, DDBD Eje X	82
Figura 5.22 Diagrama de Corte Columna 2, DDBD Eje Y	82
Figura 5.23 Curva de Histéresis Viga 1 piso 4, Registro de Concepción	84
Figura 5.24 Curva de Histéresis Viga 1a piso 4, Registro de Concepción	85
Figura 5.25 Curva de Histéresis Viga 2 piso 4, Registro de Concepción	85
Figura 5.26 Curva de Histéresis Viga 2a piso 4, Registro de Concepción	86
Figura 5.27 Curva de Histéresis Viga 1 piso 6, Registro de Concepción	87
Figura 5.28 Curva de Histéresis Viga 1a piso 8, Registro de Concepción	87
Figura 5.29 Curva de Histéresis Viga 2 piso 6, Registro de Concepción	88
Figura 5.30 Curva de Histéresis Viga 2a piso 8, Registro de Concepción	88

CAPITULO I

1 DESCRIPCION DE TRABAJO

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El diseño sísmico de estructuras propuesto en la actualidad por normas y códigos se basa en la resistencia para controlar el daño. El corte basal de diseño representa el parámetro más importante para conseguir un comportamiento aceptable ante un sismo destructivo. La norma NCh433.of96 define la resistencia mínima requerida a partir de un espectro elástico de pseudoaceleración. El espectro de diseño se obtiene reduciendo el espectro elástico por un parámetro (R) que depende de la ductilidad del sistema y del material que se utilice. Los resultados se corrigen buscando mantener el corte basal dentro de ciertos límites para no sobredimensionar las estructuras rígidas y mantener los diseños controlados (*Marcos Helguero Achá., 2009*).

En el diseño basado en las fuerzas para estructuras de hormigón armado, la rigidez es asumida independiente de la resistencia que se le proporcione a la estructura y el factor es estimado sin considerar la resistencia al inicio del proceso de diseño.

La acción sísmica es reducida por dicho factor de reducción (R) que varía extensamente entre los códigos de distintos países e implican que todas las estructuras de un mismo tipo pueden alcanzar los mismos niveles de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia. Además, las acciones sísmicas son distribuidas en función de la rigidez inicial de la estructura, ignorando la re-distribución de la rigidez debido a la formación de rótulas plásticas. El método de superposición modal es utilizado considerando que los esfuerzos de los modos altos de vibración se reducen igual que las del modo fundamental (*Priestley ét al, 2007*). Esto tiene relación al primer modo de vibrar el cual tiene mayor participación en masa y con esto mayores deformaciones y esfuerzos, para este modo se espera que la estructura fluya en la base y es por esto que se utiliza el factor de reducción, pero con la estructura fluyendo por el primer modo es poco probable que la estructura fluyas para los modos superiores, ya que sus esfuerzos y deformaciones son menores sin existir la necesidad de reducir estos.

DBF (diseño basado en fuerzas) considera la rigidez independiente de la resistencia (para estructuras de hormigón armado).

El DBF considera que la resistencia que se le da a una estructura (a través del acero de refuerzo) no tiene efectos sobre la rigidez de ésta. Prueba de ello es que al inicio del proceso de diseño, la rigidez es estimada para los elementos estructurales en función de su inercia gruesa o agrietada mediante la aplicación de coeficientes de reducción de la inercia geométrica, pero sin consideración de la cantidad de refuerzo en el elemento.

El ignorar la interdependencia entre rigidez y resistencia causa en el DBF que el período y por ende la demanda sísmica sean estimados de maneras inexactas (*Priestley ét al, 2007*).

DBF usa factores de reducción de resistencia.

Los factores de reducción de resistencia R usados en DBF consideran la capacidad de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia que poseen los distintos tipos de estructuras. Adicionalmente, los factores de reducción de resistencia suelen incorporar factores de importancia de la estructura (*Nch 433 of 96, DS 61*). El usar factores de reducción de resistencia incorpora serias limitaciones al DBF, ya que implica que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño.

Si bien es cierto, a mayor resistencia menor daño estructural, el efecto que tiene la resistencia para reducir el daño estructural depende de la demanda de ductilidad en la estructura y de la intensidad del sismo de diseño (*Priestley et al, 2007*).

Es por estos problemas que se presenta una forma alternativa para el diseño sísmico de estructuras por desempeño, llamado Diseño directo basado en desplazamientos (DDBD). En el DDBD la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente por el uso de rigidez secante al punto de respuesta máxima, y por el uso de amortiguamiento viscoso equivalente que considera el amortiguamiento elástico e hysterético de la estructura. Este método parte del perfil de desplazamiento máximo que se desea en la estructura produciendo la rigidez requerida y resistencia para alcanzar el desempeño propuesto (*Priestley, et al., 2007*).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Generales

- El fundamento de este trabajo será mostrar las limitaciones que posee el método de diseño basado en la fuerzas (DBF), usado actualmente en Chile, y realizar una comparación con el método de diseño directo basado en los desplazamientos (DDBD), identificando los principales beneficios que existen de este último sobre el método DBF.

1.2.2 Objetivos Particulares

- Diseñar un edificio de marcos de hormigón armado de 12 pisos de acuerdo a la normativa chilena actual (DBF).
- Analizar y diseñar la estructura de acuerdo al método de diseño directo basado en los desplazamientos (DDBD).
- Evaluar los dos diseños (DBF y DDBD) a través de un análisis no-lineal tiempo-historia con registros de aceleraciones, consistente con el espectro de diseño utilizado, obtenidos del terremoto del Maule el 27 de Febrero del 2010 en la Región del Bío Bío.

1.3 ALCANCES DE TRABAJO

Para el análisis y diseño de la estructura de marcos de hormigón armado del presente trabajo se consideran los siguientes alcances:

- Estructura de marcos especiales de hormigón armado con simetría respecto a sus dos ejes principales (X e Y).
- Se realiza un análisis lineal a la estructura a través del software computacional ETABS versión 9.7.4 (CSI).
- Para el diseño de la estructura los materiales utilizados son Hormigón H-25 y acero estructural A630-420H.
- De acuerdo a la norma sísmica NCh433of.1996 Mod2009 y el Decreto Supremo N°61 (D.S N°61) la estructura se encuentra ubicada en zona 3 con una clasificación de suelo tipo D.

- Se utiliza el programa RUAUMOKO 2D [Carr, 2008] para realizar el análisis no lineal de tiempo-historia de la estructura, considerando las direcciones X e Y para los registros de aceleraciones de Concepción, Constitución y Viña del Mar.

Las Normas y códigos ocupados para el diseño se presentan a continuación

- NCh433 Of.1996 Mod.2009: Diseño sísmico de edificios.
- Decreto Supremo N°61 (D.S N°61): Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010.
- ACI-318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentary.
- NCh1537 Of.2009: Diseño Estructural, Cargas permanentes y cargas de uso.
- NCh3171 Of.2010 Disposiciones generales y combinaciones de carga.
- NCh430 Of.2008: Hormigón Armado, Requisitos y cálculos.
- Decreto Supremo N°60 (D.S N°60): Reglamento que fija el diseño y cálculo para el hormigón armado.

CAPITULO II

2 MODELACIÓN Y DEFINICIÓN DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

2.1 ESTRUCTURA ANALIZADA

A continuación en la figura 2.1 se muestra la estructura analizada.

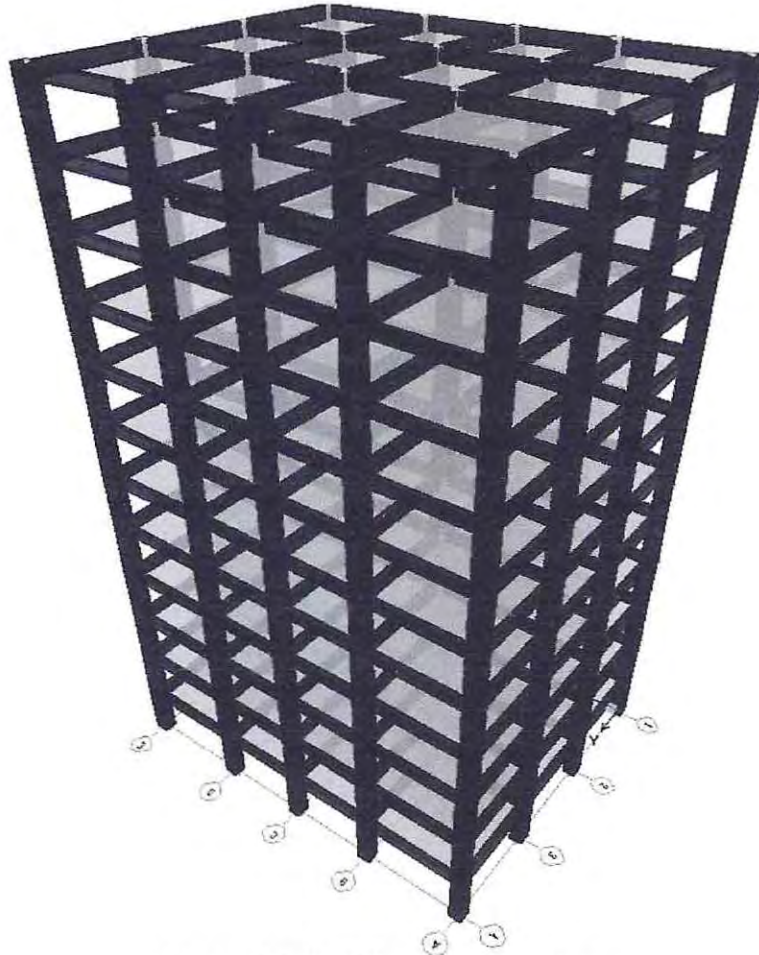


Figura 2.1 Modelo de la Estructura

2.1.1 Dimensiones de Elementos Estructurales

La estructura analizada corresponde a un edificio de marcos de hormigón armado de doce pisos, con una altura de entrepiso de 3.5 metros, sumando una altura total de 42 metros. La planta tiene un largo (eje X) de 22 metros y un ancho (eje Y) de 18 metros abarcando una superficie total de 396 m².

El sistema resistente a cargas laterales está compuesto por 4 marcos en la dirección X y 5 marcos en la dirección Y.

Las losas poseen un espesor de 0.15 metros actuando como un diafragma rígido, las dimensiones de vigas y columnas se presentan a continuación en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Secciones de Elementos Estructurales

Dimensiones (m)			
Elementos	a	b	d
Viga 1, Viga 1a, eje x	0.65	0.30	0.65
Viga 2, Viga 2a, eje y	0.70	0.35	0.65
Columna	0.75	0.75	0.70

A continuación se presenta una figura con las dimensiones mostradas en la Tabla 2.1

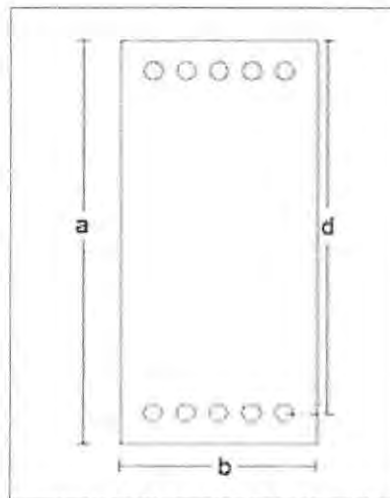


Figura 2.2 Dimensiones Vigas

En la figura 2.3, se muestran las dimensiones y ubicaciones de los elementos en la estructura analizada.

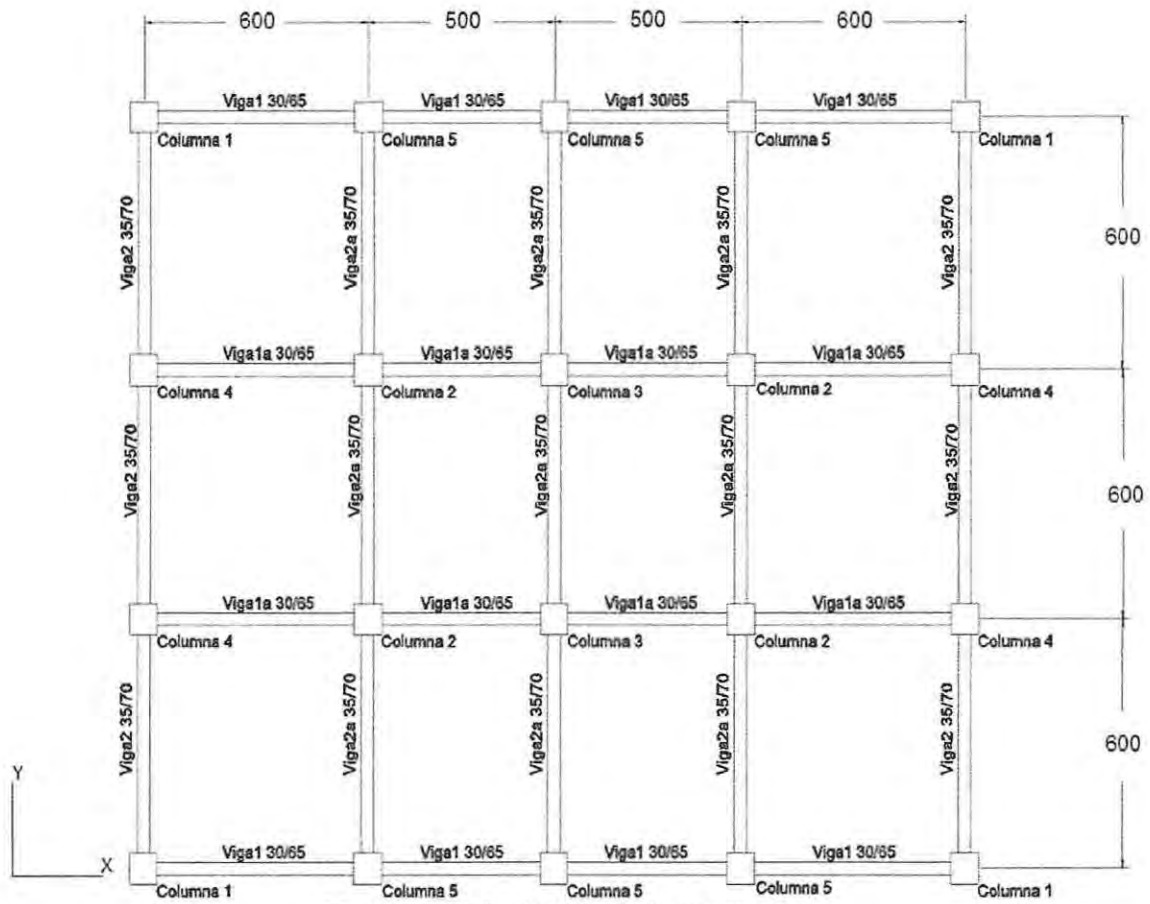


Figura 2.3 Planta tipo de la estructura

2.1.2 Material de Elementos Estructurales

Para el diseño de elementos estructurales, se consideró hormigón de tipo H-25 y acero de refuerzo A630-420H, cuyas características físicas y de resistencias se presentan en la Tabla 2.2 y Tabla 2.3.

Tabla 2.2 Propiedades físicas hormigón H-25

Propiedades	Valores	Unidades
Resistencia Especificada (f_c)	250	Kg/cm ²
Resistencia Cilíndrica (f_c)	200	Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E_c)	210000	Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.2	-
Módulo de Corte (G)	87500	Kg/cm ²

La curva característica esfuerzo-deformación del hormigón, utilizada para el diseño de los elementos y para el análisis no lineal, es la propuesta por Hognestad.

Tabla 2.3 Propiedades Físicas Acero de Refuerzo A630-420H

Propiedades	Valores	Unidades
Tensión de Fluencia (F_y)	4200	Kg/cm ²
Tensión de Rotura (F_u)	6300	Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E_c)	2100000	Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.25	-
Módulo de Corte (G)	800000	Kg/cm ²

La curva esfuerzo-deformación del acero utilizada corresponde a una curva bilineal idealizada para el diseño de elementos y su deformación unitaria máxima es de 6%. Esta curva es presentada en la sección 5.3.3 para cada elemento estudiado.

El Módulo de elasticidad, Coeficiente de Poisson y Modulo de corte son utilizados al definir la propiedades de los materiales en el programa computacional ETABS 9.1.4 (CSI, 1997).

2.1.3 Estructura Modelada

La estructura de marcos de hormigón armado es modelada a través del programa computacional ETABS versión 9.7.4 (CSI, 1997). El análisis modal espectral se realiza de acuerdo a la Norma Chilena Nch433 Of.1996 Mod.2009 y el Decreto Supremo N°61 del 2011(D.S N°61). Los elementos estructurales se diseñaron de acuerdo al Código ACI-318-08 y Decreto Supremo N°60 (D.S N°60).

Es importante hacer dos menciones en este trabajo:

- El sistema de losas existente en la estructura se considera como un diafragma rígido y sirve para transmitir las fuerzas gravitacionales y laterales entre elementos verticales.
- La interacción entre la estructura y el suelo no es considerada este estudio.

CAPITULO III

3 IMPLEMENTACION DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN LAS FUERZAS

Este capítulo trata los fundamentos del diseño sísmico basado en las fuerzas (DBF), de acuerdo a la normativa y códigos que se ocupan actualmente en Chile.

3.1 CARGAS DE DISEÑO

Fuerzas y otras acciones resultantes del peso de todos los materiales de construcción, sus ocupantes y sus pertenencias (NCh1537.of2010).

3.1.1 Cargas Vivas o Sobrecarga

Carga variable en el tiempo que se determina por la función y el uso del edificio. Presenta variaciones frecuentes o continuas, no despreciables en relación a su valor medio. En este trabajo la sobrecarga asignada a la estructura está dada según la NCh1537.of2010 de acuerdo a la clasificación de la estructura como edificio habitacional con un valor de 200 (kg/m²).

3.1.2 Cargas Muerta o Permanente

Carga cuya variación en el tiempo es despreciable en relación a sus valores medios o aquella para la cual la variación tiende a un valor constante; por ejemplo, peso de los elementos estructurales, instalaciones, recubrimientos, terminaciones, rellenos, pavimentos, empujes de tierra, etc.

Para el presente trabajo se considera como carga muerta el peso de los elementos estructurales más una carga correspondiente a peso propio y tabiquería adicional de 150 (kg/m²), sea esta cerámica, baldosa o cualquier otro tipo de cubierta que pueda ir sobre la losa.

3.1.3 Cargas Eventuales

Son aquellas solicitaciones que afectan a la estructura durante un determinado tiempo y tienen en general una corta duración. Estas solicitaciones se hacen presente sobre la estructura en eventuales situaciones. Para el presente trabajo la carga eventual utilizada es la de acción sísmica, de acuerdo a la NCh433.of1996 y D.S N°61 del 2011.

3.2 COMBINACIONES DE CARGAS

Son combinaciones de las distintas cargas mencionadas anteriormente y a la vez mayoradas, con el fin de proporcionar seguridad a la estructura, para el caso que exista un aumento en las cargas de servicio sobre las de diseño y de esta manera sea poco probable la existencia de fallas (*Park et ál., 1978*).

Se debe utilizar la combinación que produzca los efectos más desfavorables para los elementos de la estructura considerados. En algunos casos esto puede ocurrir cuando una o más cargas en la combinación no están presentes (NCh3171.of2010).

Las estructuras y los elementos componentes deben ser diseñados de manera que su resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones siguientes (NCh3171.of2010).

La carga sísmica corresponde al efecto que produce un sismo sobre una estructura, obtenida a través de un espectro de pseudoaceleración elástico (ver figura 3.1), el cual es reducido por medio de un factor R^{**} (Tabla N°3.4) con el fin de mantener el corte basal dentro de cierto rangos permitidos (NCh433.of2009).

Tabla 3.1 Combinaciones de Cargas

Combinación de Carga	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Sísmica
C1	1.4	-	-
C2	1.2	1.6	-
C3	1.2	1.0	±1.4
C4	0.9	-	±1.4

Fuente: NCh3171.of2010

3.3 ANALISIS SÍSMICO

El análisis sísmico realizado en el presente trabajo, se efectúa de acuerdo a las normativas y códigos usados actualmente en Chile, correspondientes a las disposiciones y requisitos establecidos por la Norma NCh433.of1996 Mod.2009 y Decreto Supremo N°61.

3.3.1 Parámetros de Suelo, Zona y categoría de Edificio

De acuerdo a la NCh433of.2009 toda estructura se debe definir dependiendo su tipo, zonificación, importancia, uso y riesgo de falla. A continuación se presentan estos parámetros necesarios para poder realizar un correcto análisis sísmico.

Tabla 3.2 Parámetros Sísmicos

Parámetros Sísmicos	
Zona Sísmica	3
Tipo Suelo	D
Categoría Edificio	II

Fuente: NCh433.of2009 y D.S.N°61

3.3.2 Espectro de Pseudo-Aceleración

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por la ecuación 3.1 (D.S. N°61):

$$S_a = \frac{S_{A_T} \alpha}{R^{**}} \quad (3.1)$$

Donde:

- A_0 Aceleración efectiva máxima del suelo.
- R^* Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- α Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- S Parámetro que depende del tipo de suelo.
- I Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

El factor R^* es definido por la ecuación 3.2.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T}{R_0}} \quad (3.2)$$

- R_0 Factor de modificación de la respuesta estructural
- T^* Período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar "n", de acuerdo a la ecuación 3.3.

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^2}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^2} \quad (3.3)$$

- T_n Período de vibración del modo n con mayor masa traslacional
- T_0 Parámetro relativo al tipo de suelo
- p Parámetro relativo al tipo de suelo

A continuación se presenta tabla 3.3 que contiene los parámetros necesarios para crear el espectro de Pseudo-Aceleración de diseño.

Tabla 3.3 Parámetros y Factores Sísmicos

Parámetros y Factores Sísmicos	
R_0	11
R	7
Coeficiente de importancia (I)	1
Aceleración efectiva (A_0/g)	0.4
S	1.2
T_0	0.75
T^*	0.85
P	1
R^* eje x	7.45
R^* eje y	8.03

Fuente: NCh433.of2009 y D.S.N°61

En la figura 3.1 se presenta el espectro elástico de pseudo-aceleración construido en función de la ecuación 3.1 con los parámetros y factores que se encuentran en las tablas 3.2 y 3.3.

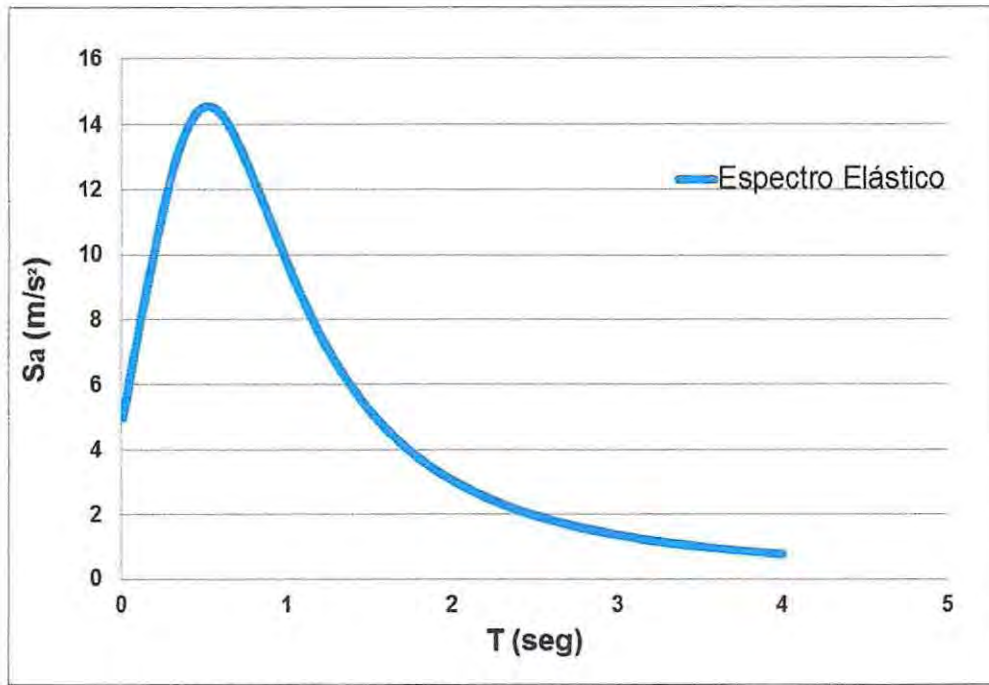


Figura 3.1 Espectro elástico de Pseudo-aceleración

3.3.3 Corte Basal de Diseño

De acuerdo a la NCh433.of2009, el corte basal se define como el esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel base de la estructura.

El corte basal elástico de la estructura se obtiene a través del programa computacional ETABS 9.7.4 ya mencionado, al igual que la masa de la estructura.

Una vez obtenido el corte basal elástico de la estructura se procede a reducir éste con el factor R^* , que depende de la ductilidad y material de la estructura (véase ecuación 3.2 y Tabla 3.3) obteniendo de esta manera el corte basal de diseño del sistema. Luego se verifica que el corte basal de diseño se encuentre dentro de los límites que impone la NCh433.of2009 y D.S.N°61 según ecuaciones 3.4 y 3.5. Si reducido el corte basal elástico aún no se encuentra dentro de los límites, se debe estimar un R^{**} que si lo haga, basándose en los rango máximos y mínimos de corte.

$$Q_{\min} = C_{\min} I F \quad (3.4)$$

$$C_{\min} = \frac{S_{A0}}{a_y} \quad (3.4a)$$

$$Q_{\max} = C_{\max} I P \quad (3.5)$$

$$C_{\max} = \frac{1.7 S_{A0}}{g R} \left(\frac{T}{T^*} \right)^2 \quad (3.5)$$

Donde:

S	Parámetro que depende del tipo de suelo (véase Tabla 3.3)
A_0	Ver ecuación 3.1
g	Gravedad
p	Peso total de la estructura
c	Coefficiente sísmico según (D.S N°61)
I	Factor de importancia
T y p	Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación
T^*	Ver ecuación 3.2

En la Tabla 3.4 se puede apreciar que al aplicar el factor R^* el corte basal de diseño se encuentra por debajo del rango permitido por la NCh433.of2009, es por esto que se debe estimar un factor de reducción que si se encuentre dentro de los límites exigidos. Para el caso de la estructura estudiada como el valor se encuentra por debajo del rango exigido por la norma, se debe obtener un R^{**} que reduzca el corte basal elástico al corte basal mínimo exigido por la NCh433.of2009.

En la Tabla 3.4 se muestran los resultados de las ecuaciones 3.4 y 3.5, además del peso, períodos en ambos sentidos (de mayor masa traslacional) y cálculo del corte basal de diseño de la estructura analizada.

Tabla 3.4 Cálculo corte Basal de Diseño

Diseño Sísmico		
Peso estructura P (tonf)	4993	
Corte Máximo $Q_{máx}$ (tonf)	983	
Corte Mínimo $Q_{mín}$ (tonf)	399	
Eje de Trabajo	X	Y
Período (segundos)	1.17	1.46
Corte Base Elástico (tonf)	2666	2897
Factor de Reducción R^*	7.45	8.03
Corte Basal reducido (tonf)	358	360
No Cumple el Corte Basal, se Debe Ocupar R^{**}		
Factor de Reducción R^{**}	6.67	7.25
Corte Basal de Diseño	399	399

Fuente: Nch433.of2009 y D.S.N°61

3.3.4 Verificación de la Deformación Relativa entre Piso (drift)

El drift se refiere al desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos debido a una acción sísmica, medidos en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, y de acuerdo a la Norma NCh433.of2009 no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002. En la figura 3.2 se muestran por piso para el sistema analizado, cumpliendo todos lo estipulado por la Norma NCh433.of2009.

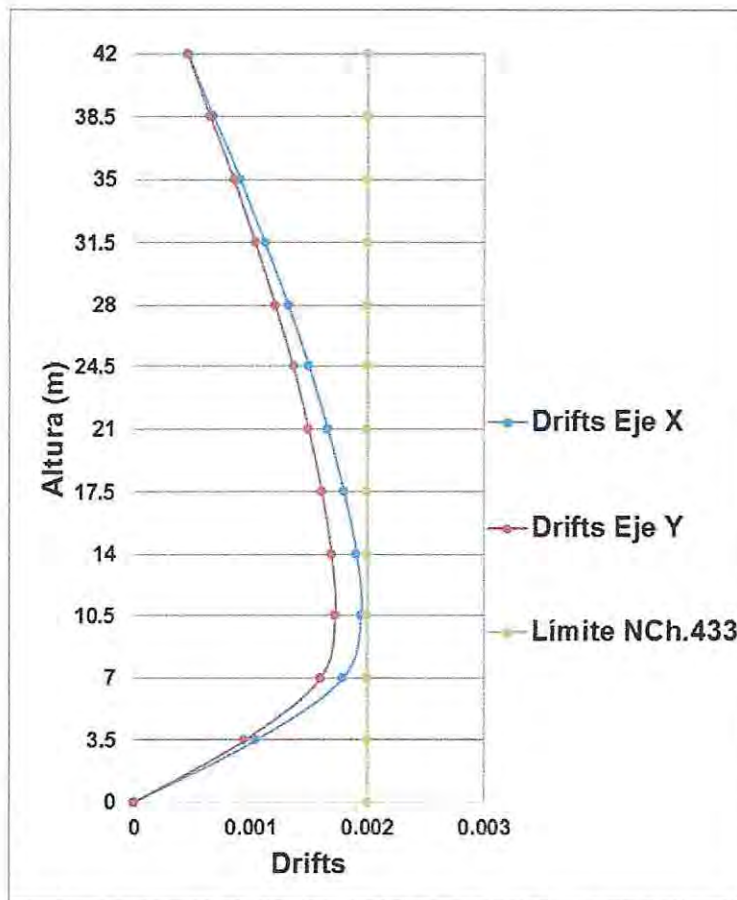


Figura 3.2 Drift por planta del sistema estructural

3.3.5 Desplazamiento Lateral de Diseño en el Techo

Según el D.S N°61 (DBF), para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento δ_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3.

El valor de δ_u se calcula según el D.S N°61 como se muestra en la ecuación 3.6.

$$\delta_u = 1.3\delta_{de}(T_{ag}) \quad (3.6)$$

T_{ag} : Período agrietado con mayor masa traslacional en dirección del análisis.

NOTA: Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, sin considerar en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez producto del agrietamiento del hormigón, conservadoramente se puede utilizar el período de mayor masa traslacional en dirección del análisis de la estructura multiplicado por 1.5 (D.S N°60).

Por otra parte el D.S N°61, entrega la ecuación 3.7 para definir el espectro elástico de desplazamiento.

$$S_{des} = \frac{T_n^2}{4T_n^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (3.7)$$

Donde:

T_n Período de vibración del modo n

α y A_0 Parámetros cuyos valores se encuentran definidos en la Tabla 3.3 y ecuación 3.3

C_d^* Es un factor que depende del tipo de suelo y sus valores se encuentran definidos de acuerdo a la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Valores de C_d^*

Tipo de Suelo	C_d^*	Rango de Períodos
D	1.1	$T_n \leq 0.90 \text{ seg}$
	$1.1T_n$	$0.90 \text{ seg} < T_n \leq 1.75 \text{ seg}$
	1.93	$1.75 \text{ seg} < T_n \leq 5 \text{ seg}$

Fuente: D.S N°61

A continuación en la figura 3.3 se presenta un gráfico con el espectro de desplazamiento elástico, el cual se realizó de acuerdo a la ecuación 3.7.

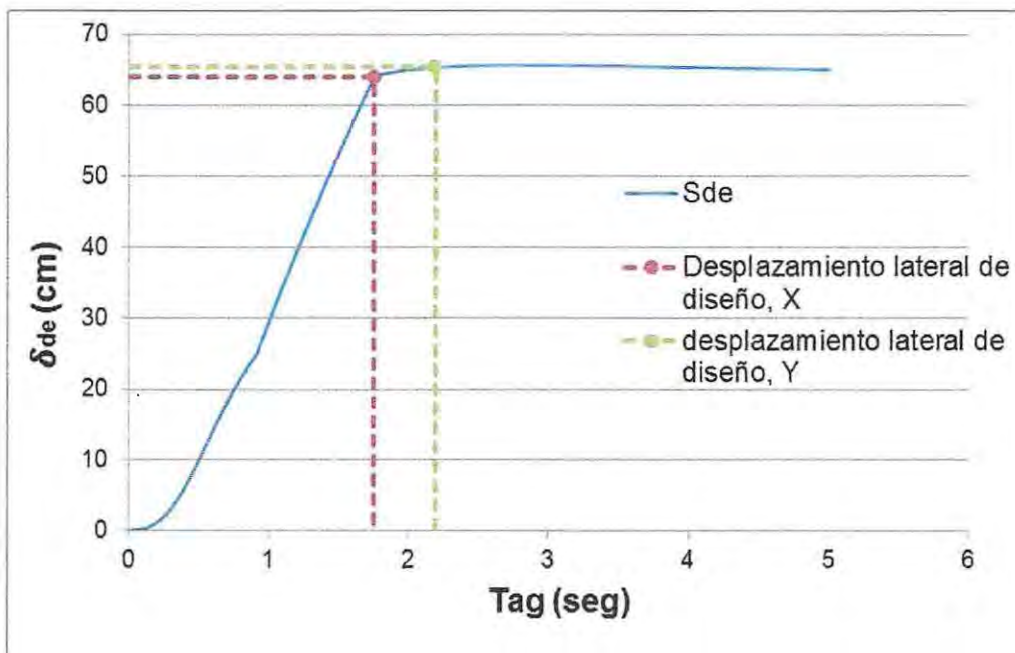


Figura 3.3 Espectro Elástico de Desplazamiento

A continuación en la Tabla 3.6 se entregan los valores exactos de desplazamiento lateral de diseño en el techo, estos valores serán utilizados para obtener el perfil de desplazamiento para

la estructura (δ_{ux} y δ_{uy}) en el método DDBD en la sección 4.1.1, además se muestran los períodos agrietados para las dos direcciones de trabajo.

Tabla 3.6 Desplazamiento de Diseño en el Techo y Período Agrietado

Desplazamiento de Diseño	
$sd_{ex} (m)$	0.49
$sd_{ey} (m)$	0.50
$\delta_{ux} (m)$	0.64
$\delta_{uy} (m)$	0.65
$T_{agx} (seg)$	1.75
$T_{agy} (seg)$	2.19

Fuente: D.S N°61 y D.S N°60

3.4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En la presente sección se realizará el diseño de los elementos estructurales que posee la estructura analizada de acuerdo a las disposiciones del código ACI-318-08 y el D.S.N°61.

Para el diseño de vigas se elegirá la viga más solicitada de cada tipo (V30/65 y V35/70), para ambas direcciones de trabajo y luego serán replicadas para los demás ejes y otros pisos. Esto es una práctica usual en las oficinas de proyecto, cuando el edificio es regular de altura media.

Para el caso de las columnas, estas serán diseñadas para el piso en el cual sean más solicitadas, siendo replicada para todos los demás pisos de la misma manera.

Para mayor entendimiento, respecto a la estructura y sus elementos a continuación se presenta nuevamente la Figura 2.2.

NOTA: Todos los cálculos realizados para esta sección se encuentran sujetos a las combinaciones de cargas mostradas en la tabla 3.1.



Planta de Estructura con Elementos Estructurales Definidos (Figura 2.2)

3.4.1 Diseño Vigas

3.4.1.1 Flexión

La condición de diseño para la flexión se encuentra dada según la ecuación 3.8.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.8)$$

Donde:

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c}\right) \quad (3.9)$$

M_n : resistencia a flexión, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

M_u : Solicitación de diseño (Cargas mayoradas).

ϕ : Coeficiente de minoración de resistencia.

ρ : Cuantía sección.

b: Ancho sección.

d: Altura efectiva.

Según el código ACI-318-08, 9.3.2, los coeficientes de minoración de resistencia son 0.9 para secciones controladas por tracción y 0.65 para secciones controladas por compresión.

A continuación en la tabla 3.7 y la Figura 3.4 se presenta el refuerzo longitudinal necesario para que las vigas de la estructura cumplan con los requerimientos mínimos y máximos que exige el Código ACI-318-08, con los distintos parámetros necesarios para realizar un diseño seguro.

Tabla 3.7 Diseño a Flexión de Vigas

Parámetros de Diseño	Viga 1 en eje X V30/65	Viga 1a en Eje X V30/65	Viga 2 en eje Y V35/70	Viga 2a en eje Y V35/70
<i>Mu</i> Sup. (ton)	54	57	58	62
<i>Mu</i> Inf. (ton)	49	48	49	47
ϕM_n Sup. (ton)	55	57	63	63
ϕM_n Inf. (ton)	55	55	63	53
Cuantía Máx. ACI-318	0.025	0.025	0.025	0.025
Cuantía Mín. ACI-318	0.003	0.003	0.003	0.003
Área de Acero Sup. (cm ²)	31	32	31	31
Área de Acero Inf. (cm ²)	31	31	31	25
Cuantía Sup.	0.017	0.018	0.014	0.014
Cuantía Inf.	0.017	0.017	0.014	0.011
Refuerzo Superior	5 ϕ 28	4 ϕ 32	5 ϕ 28	5 ϕ 28
Refuerzo Inferior	5 ϕ 28	5 ϕ 28	5 ϕ 28	4 ϕ 28



Figura 3.4 Refuerzo Longitudinal Vigas

3.4.1.2 Corte

La condición de diseño se encuentra dada según la ecuación 3.10.

$$V_u \leq \phi V_n - \phi V_c + \phi V_s \quad (3.10)$$

Donde:

V_n : Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

V_e : Solicitación de diseño.

ϕ : Coeficiente de minoración de resistencia.

El esfuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$, cuando se produzcan simultáneamente (a) y (b):

- (a) Las fuerzas inducidas por el sismo de acuerdo a la Figura 3.5, representan la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida.
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $0.1A_g f'_c$.

Como se puede apreciar en la Tabla 3.8 la fuerza inducida por el Sismo V_e , representa más de la mitad de la resistencia máxima a cortante V_n (alternativa a) para todas las vigas en estudio. Mientras que la alternativa (b) también se cumple ya que para estructuras con diafragma rígido $P_u=0$, siendo este menor que $0.1A_g f'_c$. Esto significa que de acuerdo al Código ACI-318-08, 21.5.4.2. se puede suponer $V_c = 0$.

Diseño de corte por capacidad

La fuerza cortante de diseño, V_e , se determina a través de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en la cara de los nudos localizados en los extremos de los elementos actúan momentos de signos opuestos correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (ACI 318-08, 21.5.4.1; ver Figura 3.5).

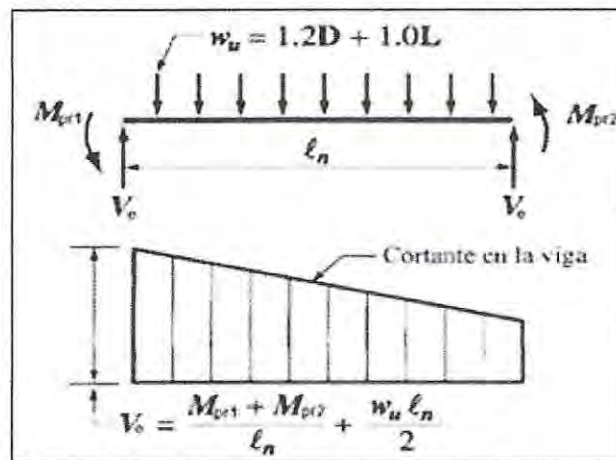


Figura 3.5 Cortante de Diseño de vigas

M_{pr} : Resistencia probable a flexión, considerando $\phi = 1.0$ y fluencia no menor a $1.25f_y$ ($M_{pr} = 1.25 M_n$).

ocupando el diseño de estas para las 2 columnas restantes.

La condición de diseño para flexo-compresión está dada por la ecuación 3.11.

$$(\phi M_n, \phi P_n) \geq (M_u, P_u) \quad (3.11)$$

Donde:

M_n, P_n : Resistencia a flexo-compresión, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

M_u, P_u : Solicitación de diseño (cargas mayoradas).

ϕ : Coeficiente de minoración de resistencia (Variable 0.65-0.9)

El coeficiente de minoración de resistencia (ϕ) para elementos que se encuentran sometidos a flexión y carga axial es un valor único apropiado para ambos, que varía con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción, en el estado de resistencia nominal. ϵ_t se encuentra entre los límites para elementos controlados por tracción y compresión. El código ACI-318-08, 9.3.2.2 permite que el valor de (ϕ) varíe de forma lineal desde el límite de deformación unitaria neta de secciones controladas por compresión $\epsilon_t=0.003$ hasta el límite de deformación unitaria neta de secciones controladas por tracción $\epsilon_t=0.005$ variando (ϕ) de 0.65 a 0.9 respectivamente (ver Figura 3.6).

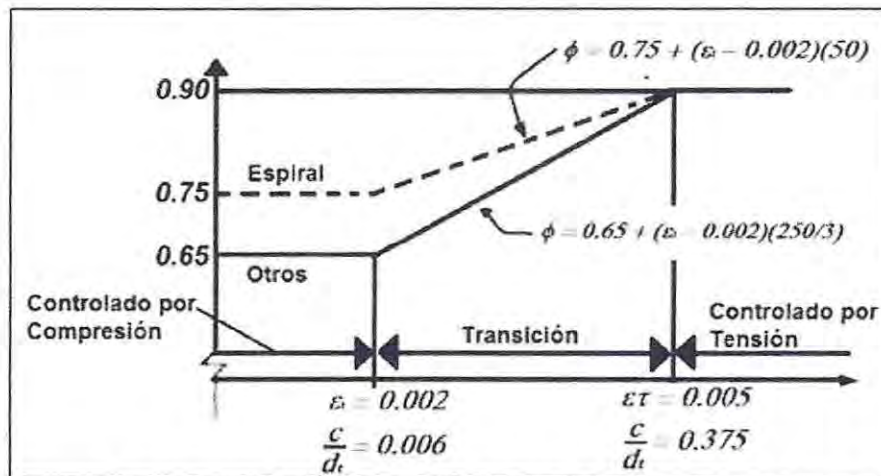


Figura 3.6 Variación de ϕ para Diseño de Flexo-Compresión (ACI-318-08, 9.3.2.2)

En la figura 3.7 se presenta el refuerzo longitudinal utilizado para las tres columnas principales en estudio y en la Tabla 3.9 se presenta requisitos adicionales que exige el código ACI-318-08. En función de estos refuerzos se pueden obtener los diagramas de interacción de Flexo-Compresión.

Requisitos Adicionales para columnas:

- i. Cuantía longitudinal mínima y máxima (ACI 318-08, 10.9 y 21.6.3.1)

$$1\% \leq \rho \leq 6\%$$

- ii. Soporte de armadura longitudinal (ACI 318-08, 7.10.4)

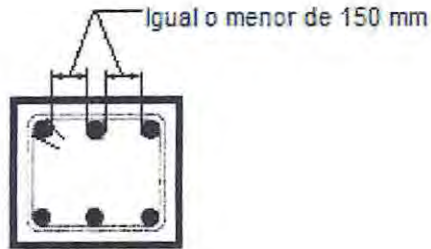


Tabla 3.9 Requisitos Adicionales para Columnas

Requisitos	Columna 1	Columna 2	Columna 3
Cuantía	1.35%	1.75%	1.35%
Espaciamiento en X (cm)	13	13	13
Espaciamiento en Y (cm)	13	13	13

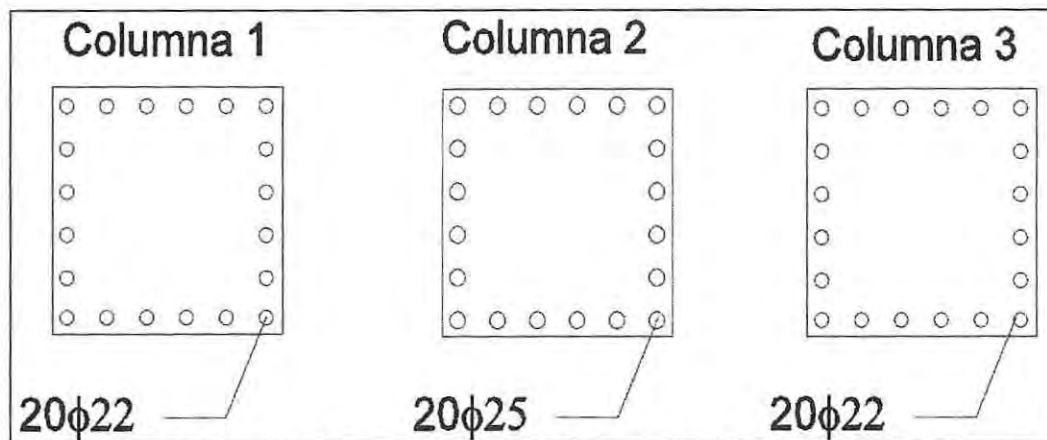


Figura 3.7 Refuerzo Longitudinal Columnas

A continuación se muestran los gráficos de diagrama de interacción obtenidos para las dimensiones y refuerzos usados en cada columna, realizados para los dos ejes en estudio (X e Y). Dentro de estos se grafican los puntos de esfuerzos solicitantes que reciben las columnas a lo largo de toda la altura de la estructura.

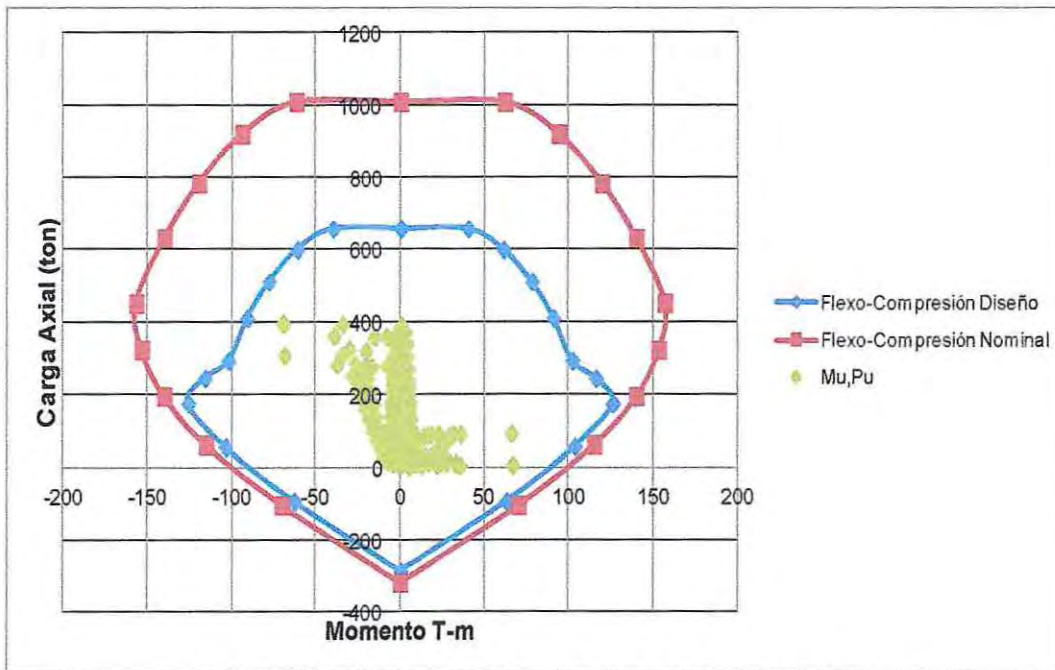


Figura 3.8 Diagrama de interacción, Columna 1, Eje X

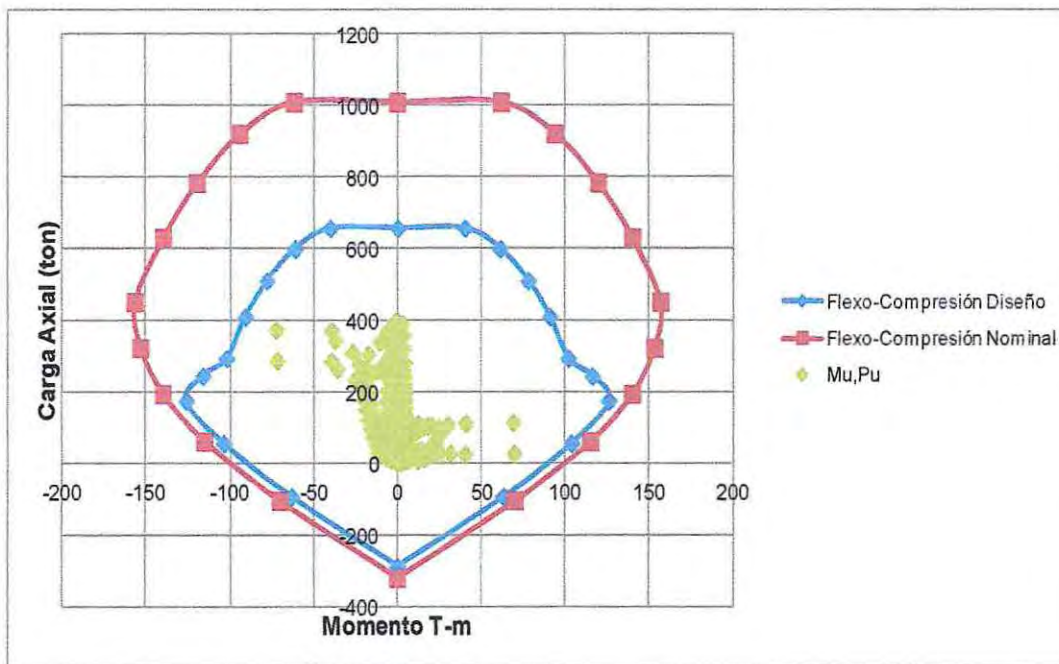


Figura 3.9 Diagrama de interacción, Columna 1, Eje Y

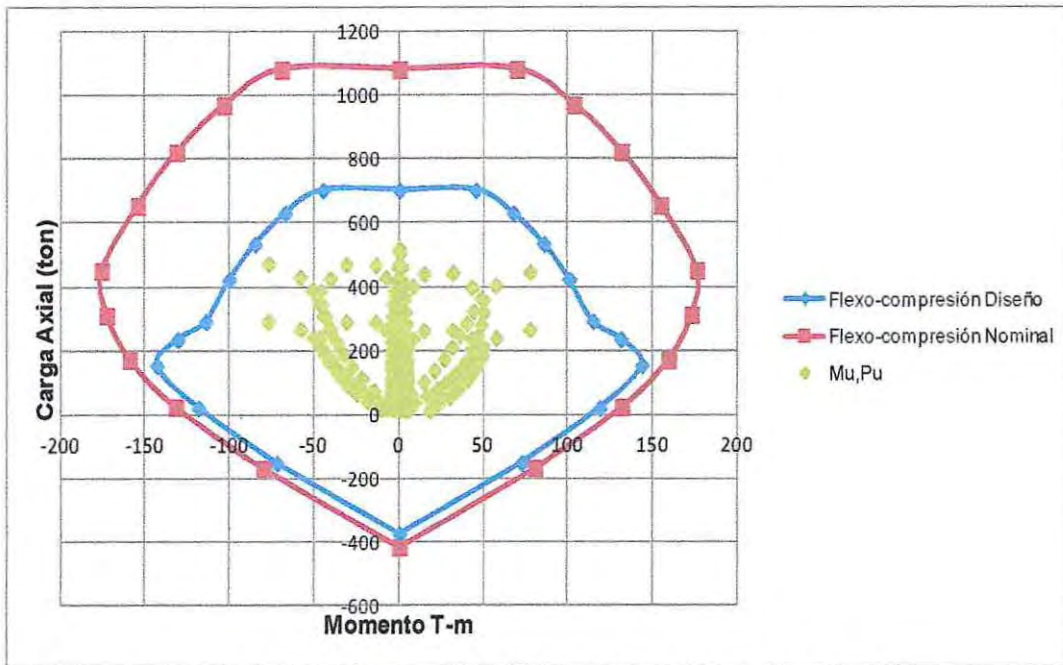


Figura 3.10 Diagrama de interacción, Columna 2, Eje X

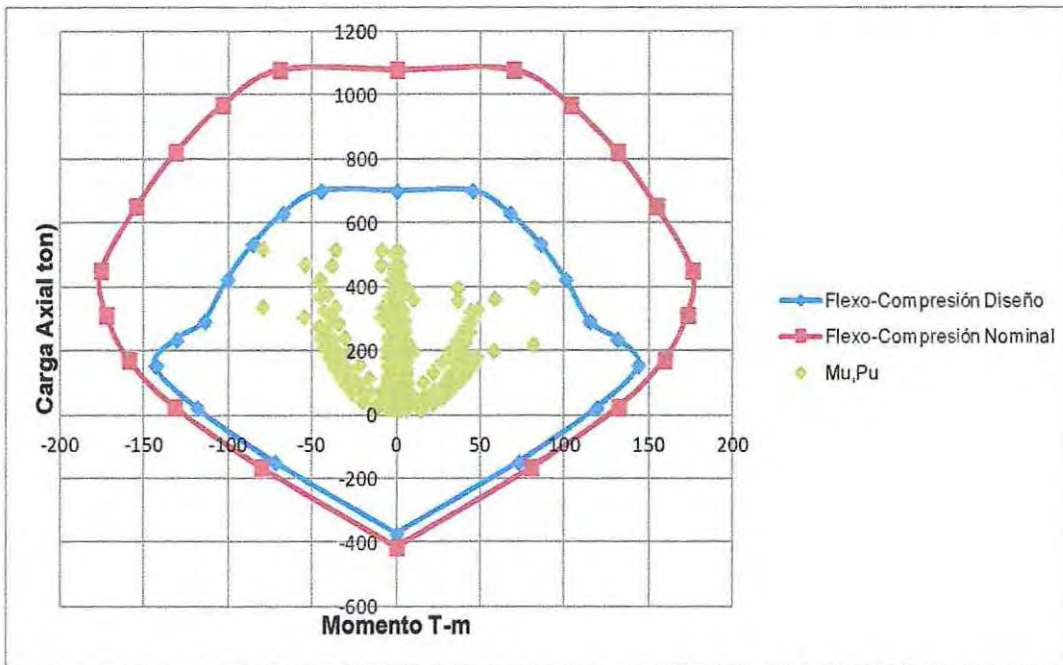


Figura 3.11 Diagrama de interacción, Columna 2, Eje Y

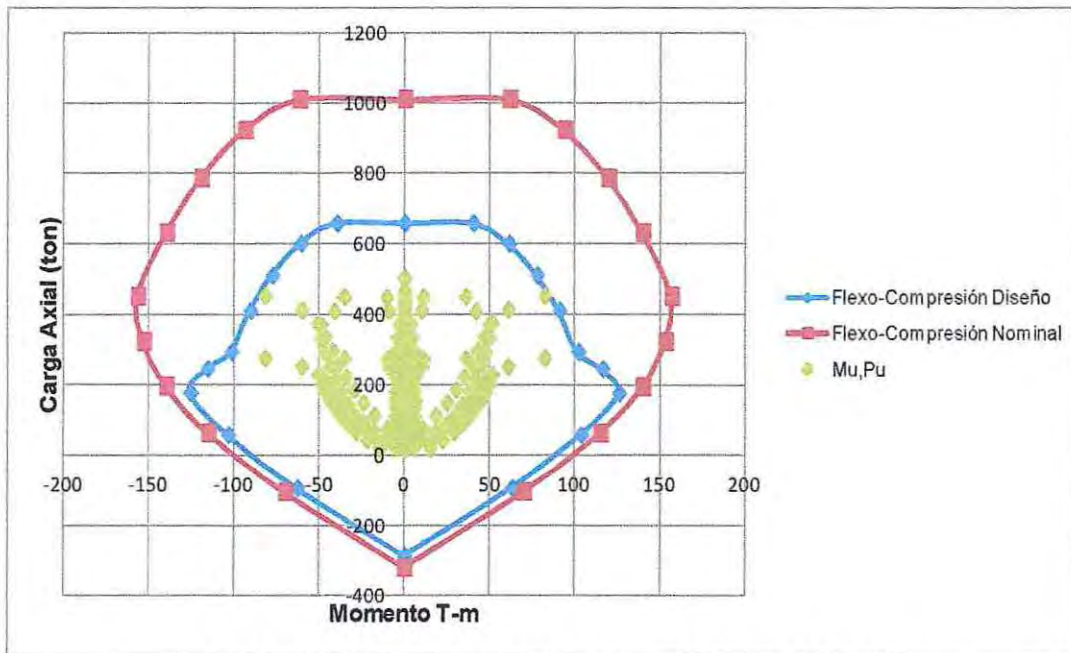


Figura 3.12 Diagrama de interacción, Columna 3, Eje X

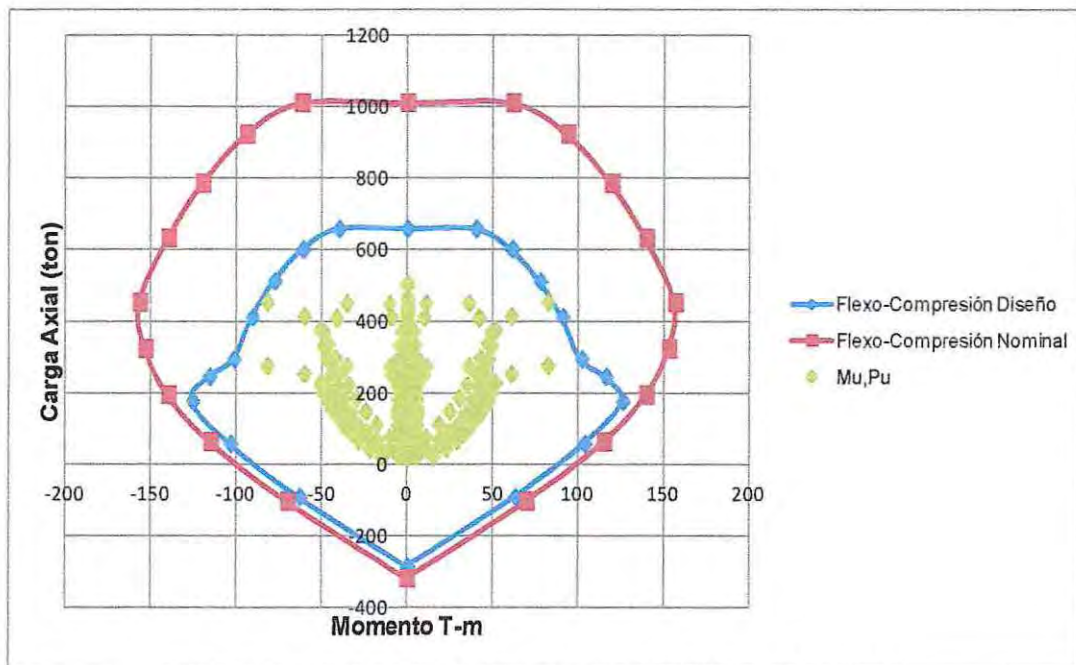


Figura 3.13 Diagrama de interacción, Columna 3, Eje Y

Como se puede visualizar en los diagramas de interacción que se encuentran en las figuras anteriores, todos los esfuerzos últimos de flexo-compresión que deben resistir las 3 columnas en estudio a lo largo de toda la estructura se encuentran dentro de los requerimientos mínimos que establece el código ACI-318-08.

Para las columnas 4 y 5 por poseer menos solicitaciones que la columna 3, serán diseñadas de igual manera que la columna 3 en todo el presente trabajo con el fin de simplificar cálculos (ver Figura 2.2).

3.4.2.2 Corte

La condición de diseño se encuentra dada por la ecuación 3.12

$$V_e \leq \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (3.12)$$

V_n : Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

V_e : Solicitación de diseño.

ϕ : Coeficiente de minoración de resistencia.

Conservadoramente se puede despreciar el valor de V_c , por lo que $V_n = V_s$.

Por otra parte el código ACI-318-08 limita el valor máximo de V_s de acuerdo a la ecuación 3.13.

$$V_s = 2.2 \sqrt{f'_c} A_{cw} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad (3.13)$$

A_{cw} : Área de la sección de hormigón horizontal en la columna.

Diseño de corte por capacidad

La fuerza cortante de diseño, V_e , se determina a través de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en la cara de los nudos localizados en los extremos de los elementos actúan momentos de signos opuestos correspondientes a la resistencia probable M_{pr} , y que el elemento está cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas (ACI 318-08, 21.5.4.1; ver Figura 3.16).

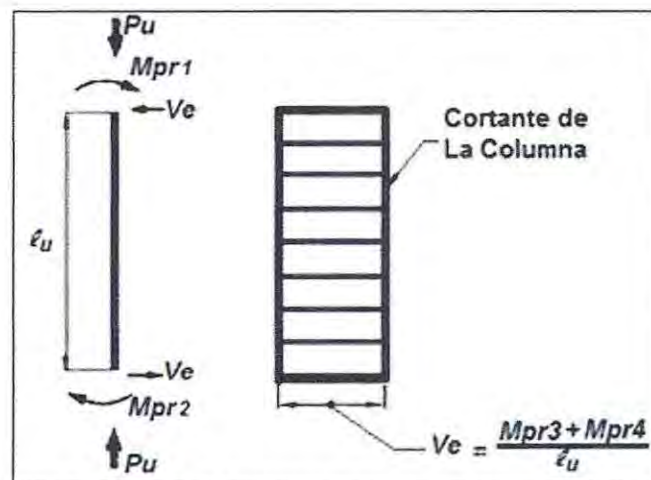


Figura 3.14 Cortante de Diseño Columna

Para realizar el cálculo del corte de diseño (V_e) de las columnas, es necesario encontrar los momentos probables en los extremos (ver Figura 3.15), estos se encuentran asociados a los momentos probables que llegan desde las vigas (ver Tabla 3.7, $M_{pr} = 1.2M_n$) al nudo viga-columna. Esto se justifica porque las vigas son diseñadas para fluir antes que las columnas, por lo tanto las columnas nunca superarán los momentos obtenidos desde un equilibrio de momentos realizado en el nudo viga columna (sección 3.4.3).

Una vez obtenido los momentos de los extremos de la columna, estos deben sumarse entre sí para finalmente dividirlos por su altura como se puede apreciar en la Figura 3.15, obteniendo de esta manera el corte de diseño para la columna que se muestra en la Tabla 3.10.

A continuación en la Tabla 3.10 se presentan los parámetros básicos utilizados para realizar el diseño a corte de las columnas. Respecto al espaciamiento y diámetro de las barras de refuerzo transversal, se llegó a estos valores por medio de iteraciones de ambos, hasta cumplir las consideraciones mínimas que exige el código ACI-318-08.

Tabla 3.10 Corte para Diseño para Columnas

Parámetros de Diseño	Columna 1	Columna 2	Columna 3
Diámetro refuerzo (mm)	E ϕ 10	2E ϕ 12	2E ϕ 12
S	10	15	15
M_{pr1} (ton-m)	79	79	79
M_{pr2} (ton-m)	115	109	98
V_s (ton)	89	89	88
ϕ	0.75	0.75	0.75
ϕV_s (ton)	66	66	66
V_e (ton)	55	54	51
$V_e < \phi V_s$	Cumple	Cumple	Cumple
$S \leq 15$ (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple
$S \leq b/2 = 37.5$ (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple
$S \leq 48\phi$ Estribos = 48 (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple
$S \leq 16\phi$ Acero long. = 32 (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia en base a código ACI 318-08

Respecto a la Tabla 3.10, se puede apreciar que el corte nominal máximo se encuentra por encima del corte solicitado por la estructura, esto quiere decir que las columnas no tienen problemas para ser diseñadas, cumpliendo los requerimientos mínimos que exige el código ACI-318-08 (21.3.5).

3.4.3 Columna Fuerte Viga Débil

Para evitar que se formen rótulas plásticas en las columnas cuando estas se unen con las vigas, se debe cumplir lo dispuesto en la ecuación 3.14 de acuerdo al código ACI-318-08 (21.6.2.2.).

$$\sum(M_n)_{columna} \geq 1.2 \sum(M_n)_{viga} \quad (3.14)$$

Donde:

$(M_n)_{viga}$: Suma de los momentos nominales suministrados desde las vigas al nudo.

$(M_n)_{columna}$: Suma de los momentos nominales suministrados desde las columnas al nudo, calculado para la fuerza axial máxima, $P = P_u$.

NOTA: Este criterio no necesariamente debe cumplirse en los nudos del cielo del último piso (D.S N°60).

Para realizar este análisis y a modo de simplificar cálculos sólo se verifica la unión más desfavorable (ver Tabla 3.11), siendo ésta para la columna 3, piso 11. Puesto que a mayor altura menor son las solicitaciones axiales hacia las columnas en conjunto menores son sus momentos nominales, mientras que los momentos nominales para las vigas son constantes al poseer vigas de igual sección y refuerzo para cada piso.

Los momentos nominales para las columnas son calculados a través de los diagramas de interacción mostrados anteriormente en las Figuras 3.13 y 3.14. Estos se obtienen mediante la carga axial máxima a la cual se encuentra solicitada la columna (ETABS 3.7.4) para el piso en estudio, ingresando con esta carga axial a la curva de flexo-compresión nominal obteniendo directamente del eje X el momento nominal de la columna.

Tabla 3.11 Verificación Columna Fuerte Viga Débil

EJE X Columna 3, Piso 11		EJE Y Columna 3, Piso 11	
Momentos nominales	Valores (ton-m)	Momentos nominales	Valores (ton-m)
M_{n1} Viga	56	M_{n1} Viga	70
M_{n2} Viga	56	M_{n2} Viga	70
M_{n1} Columna	86	M_{n1} Columna	86
M_{n2} Columna	114	M_{n2} Columna	114
$1.2\Sigma(M_{n1}+M_{n2})$ Viga	146	$1.2\Sigma(M_{n1}+M_{n2})$ Viga	168
$\Sigma(M_{n1}+M_{n2})$ Columna	195	$\Sigma(M_{n1}+M_{n2})$ Columna	195
$\Sigma(M_n)_{col} \geq 1.2\Sigma(M_n)_{vig}$	Cumple	$\Sigma(M_n)_{col} \geq 1.2\Sigma(M_n)_{vig}$	Cumple

Fuente: Elaboración propia en base a código ACI 318-08

Como se puede apreciar en la Tabla 3.11, la columna 3, piso 11 cumple con los requerimientos mínimos que exige el código ACI 318-08 en ambas direcciones de análisis, esto significa que todas las uniones Columna-Vigas de la estructura cumplen con los requerimientos exigidos por el código ya mencionado.

3.4.4 Unión Viga-Columna (Nudo)

La demanda de corte (horizontal) a media altura del nudo se encuentra dada por la ecuación 3.15 que se muestra a continuación:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{ucol} \quad (3.15)$$

Donde T_1 y T_2 (ver figura 3.16) se calculan con las armaduras existentes en las vigas, suponiendo una fluencia no menor que $1.25f_y$, esto significa que:

$$T_1 = 1.25A_s f_y \quad (3.16)$$

$$T_2 = 1.25A'_s f_y \quad (3.17)$$

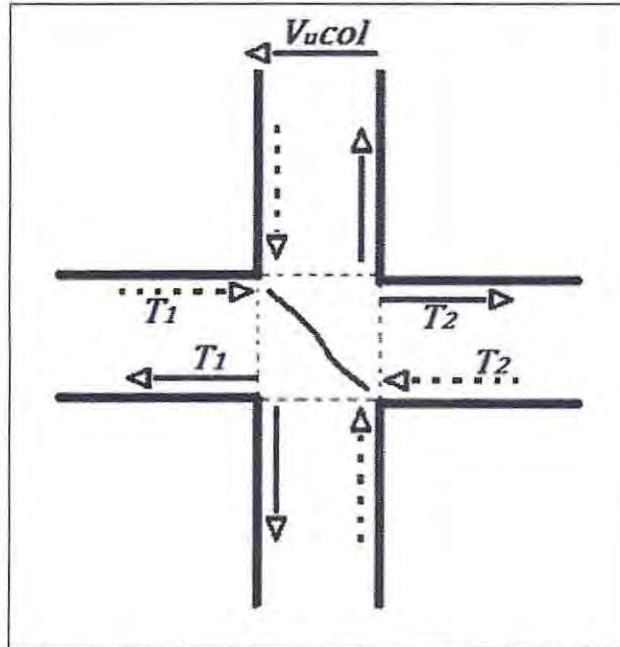


Figura 3.15 Esfuerzos internos en el Nudo

Para diseñar nudos el código ACI-318-08 hace referencia al comportamiento dentro del nudo en términos de una resistencia nominal al cortante.

La condición de diseño al corte para el nudo es dado por la ecuación 3.18.

$$V_u \leq \phi V_n = \phi \alpha A_j \sqrt{f'_c} \quad (3.18)$$

V_n : Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

V_u : Corte solicitado.

ϕ : Factor de reducción de corte (0.75).

α : Coeficiente de confinamiento (sin confinamiento 3.18).

A_j : Área de conexión en la dirección de análisis.

El coeficiente α considera el grado de confinamiento que suministran las vigas y toma los siguientes valores:

$\alpha = 5.3$ para confinamiento en 4 caras

$\alpha = 3.98$ para confinamiento en 3 caras o 2 opuestas

$\alpha = 3.18$ otros casos.

Una cara de la unión viga-columna se considera confinada si la viga que llega a ella tiene un ancho no inferior al 75% de ancho de la columna en que incide, esto quiere decir que valor que se debe adoptar para α para este caso es de 3.18 ya que ninguna de las vigas que inciden en las columnas superan el 75%.

A continuación en la figura 3.17 se muestran las dimensiones necesarias según el Código ACI-318-08, 21.7.4 para poder realizar el diseño por corte en la unión viga-columna.

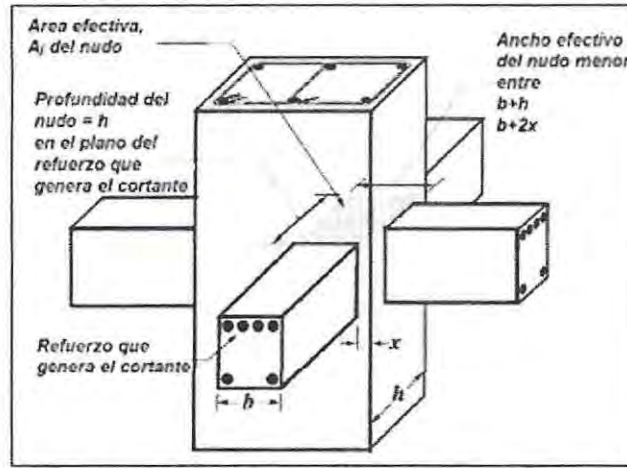


Figura 3.16 Área Efectiva del Nudo

En la Tabla 3.12 se muestran los principales valores obtenidos de las distintas uniones del presente trabajo de acuerdo a la Figura 3.17.

Tabla 3.12 Parámetros

Dirección X (cm)		Dirección Y (cm)	
α	3.18	α	3.18
b_j	75	b_j	75
ϕ	0.75	ϕ	0.75
X	20	X	20
b_v	35	b_v	35
b	75	b	75
h	75	h	75
$As1$ (viga 1)	30.79	$As1$ (viga 2)	24.64
$As'1$ (viga 1)	30.79	$As'1$ (viga 2)	30.79
f_y	4200	f_y	4200
A_j	5625	A_j	5625
b_v+2x	75	b_v+2x	75
b_v+h	110	b_v+h	110
$As2$ (viga 1a)	30.79	$As2$ (viga 2a)	24.64
$As'2$ (viga 1a)	32.17	$As'2$ (viga 2a)	30.79

Fuente: Elaboración propia en base a código ACI 318-08

Tabla 3.13 Diseño Unión Viga Columna (Nudo)

Esfuerzo	Dirección X		Dirección Y	
	Viga 1	Viga 1a	Viga 2	Viga 2 ^a
T_1 (ton)	162	162	129	129
T_2 (ton)	162	169	162	162
V_u Columna (ton)	31	32	40	37
V_u nudo (ton)	292	299	251	254
ϕV_n nudo (ton)	212	212	212	212
$V_u \leq \phi V_n = \phi \alpha A_j (f_c)^{1/2}$	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente: Elaboración propia en base a código ACI 318-08

Como es posible apreciar en la Tabla 3.13, el corte de diseño en el nudo es sobrepasado por el corte solicitado para todas las uniones. La solución a este problema se basa en generar un pequeño dado de hormigón en la unión viga-columna, aumentando de esta manera las dimensiones de la unión. Esto genera una mayor resistencia a la compresión del hormigón y de acuerdo al Código ACI-318-08 (21.7.4) la resistencia del nudo se encuentra en función sólo de la resistencia a compresión que posee el hormigón.

Este dado de hormigón deberá ser como mínimo de 88 (cm) por lado, para poder cumplir con los requerimientos mínimos de unión que exige el Código ACI-318-08.

CAPITULO IV

4 IMPLEMENTACION DEL METODO DIRECTO BASADO EN LOS DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

Este método representa un procedimiento para determinar la resistencia requerida para una estructura, de marcos en este caso, en base a un desplazamiento de diseño u objetivo (drifts) en función de deformaciones de flexión

4.1 INTRODUCCION AL METODO DIRECTO BASADO EN LOS DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

La premisa de este método es obtener las resistencias requeridas para la estructura ubicando rótulas plásticas (o incursión no lineal), para asegurar que tenga un estado de rendimiento definido por límites de flexión o deformación de deriva (drift), que se consigue en virtud de un determinado nivel de intensidad sísmica.

En el DDBD se define en un inicio un desplazamiento máximo en función de un perfil de desplazamiento de diseño, este procedimiento determina cuál debe ser la rigidez y resistencia de la estructura de manera que el desplazamiento ya mencionado no sea excedido durante el sismo de diseño (*Priestley et al, 2007*).

El método DDBD se fundamenta en la sustitución de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF), como se muestra en la Figura 4.1 (a), por la representación de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF). Dicho sistema está caracterizado por una rigidez secante, Figura 4.1 (b) y un amortiguamiento viscoso equivalente Figura 4.1 (c), que incorpora los efectos de la acción inelástica en la estructura sustituta ante una demanda de ductilidad (μ) (*Priestley et al, 2007*).

Una vez obtenida la ductilidad (μ), el amortiguamiento viscoso equivalente (ε_{eq}) se estima en función del amortiguamiento elástico de los materiales y amortiguamiento inelástico de estos por medio de disipación de energía, luego se obtiene el desplazamiento de diseño (Δ_d) con el cuál se ingresa al espectro de desplazamientos obteniendo el período efectivo (T_e , ver Figura 4.1(d)) de la estructura sustituta, para luego obtener la rigidez efectiva (K_e) de la estructura SDOF.

Conocida la rigidez equivalente y desplazamiento de diseño del sistema SDOF es posible determinar el corte basal, como el producto de la rigidez por el desplazamiento.

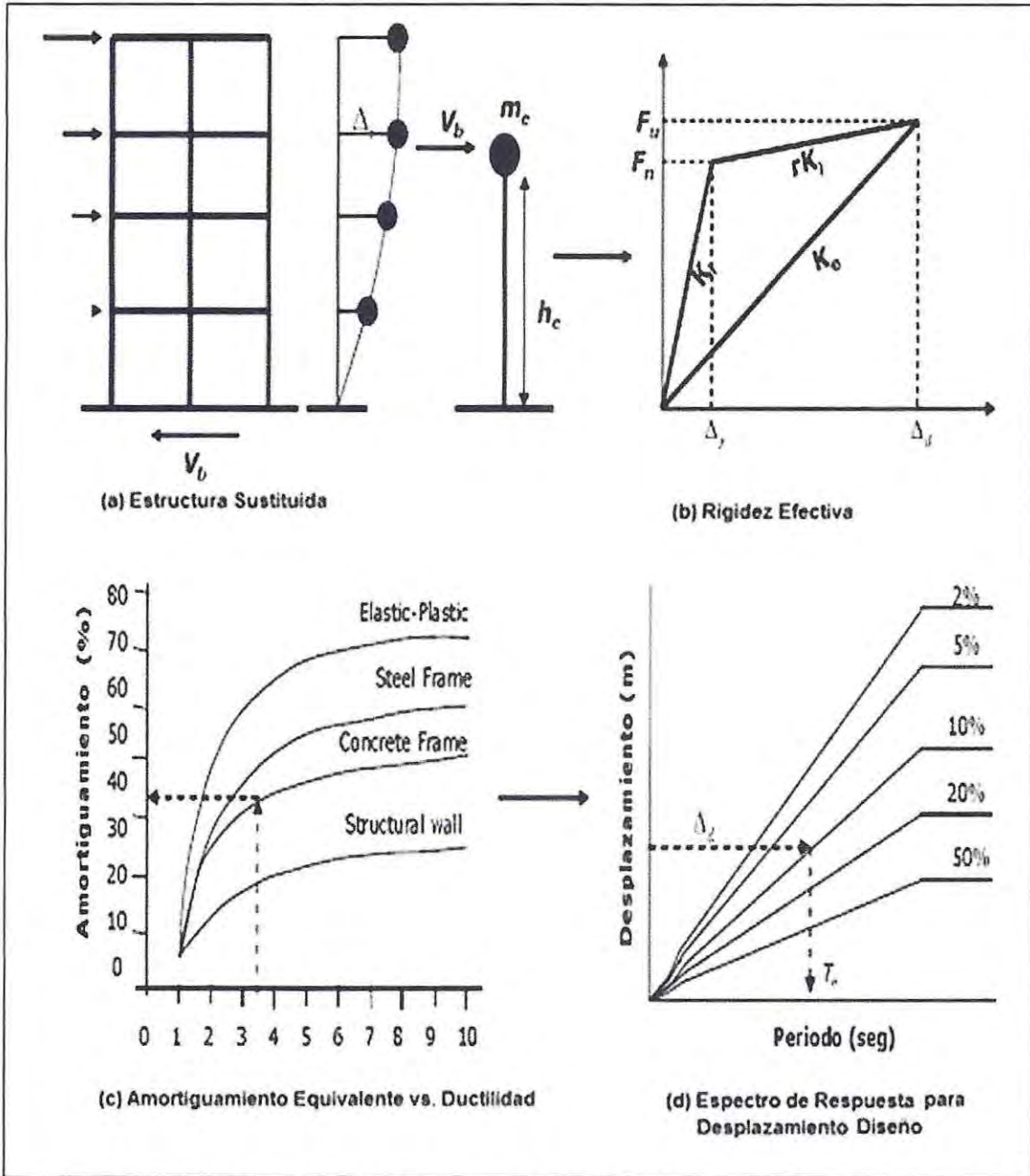


Figura 4.1 Fundamentos del Diseño Basado en los Desplazamientos.
(Priestley, ét al, 2007)

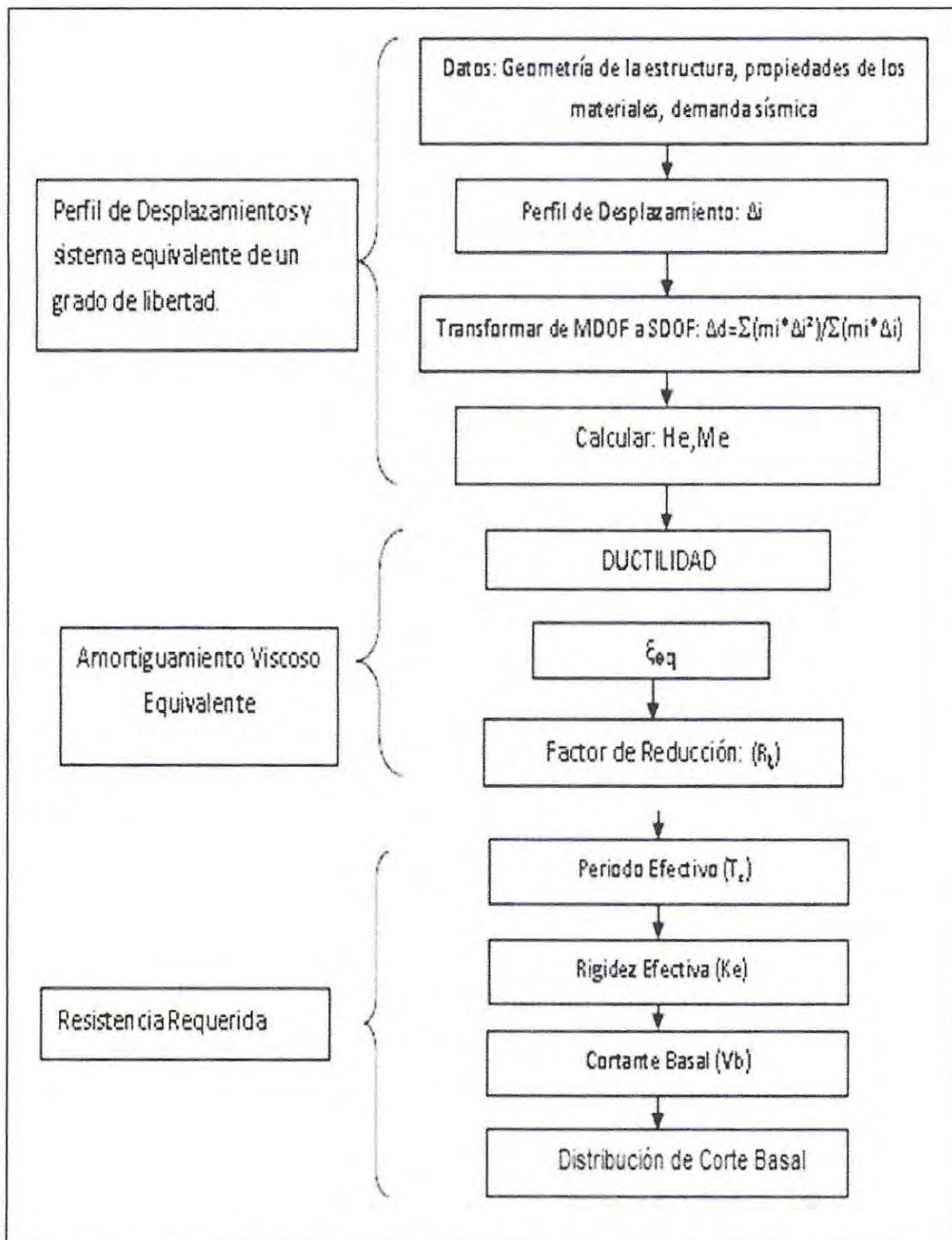


Figura 4.2 Diagrama de Flujos DDBD (Priestley *et al*, 2007)

En la Figura 4.2 se presenta un diagrama de flujo con las distintas etapas del proceso de análisis, utilizando el método DDBD, comenzando con la geometría y propiedades de la estructura, para luego definir un perfil de desplazamiento (Δ_i) en relación al primer modo de vibrar, obteniendo de esta manera el desplazamiento de diseño (Δ_d) y poder realizar una sustitución de la estructura de varios grados de libertad por una equivalente de un grado de libertad. Posteriormente se estiman los parámetros para la estructura sustituta, altura efectiva (H_e), masa equivalente (m_e), demanda de ductilidad (μ), amortiguamiento viscoso equivalente, ($\varepsilon_{\varepsilon_d}$) es con éste último que se estima un factor de reducción aplicado al espectro de desplazamiento elástico, obteniendo de esta manera un espectro de desplazamiento consistente con el nivel de amortiguamiento del sistema y poder obtener el periodo efectivo para la estructura sustituta.

Una vez obtenido el período efectivo se prosigue a obtener la rigidez efectiva de la estructura con la cual se estima el corte basal de diseño que finalmente es distribuido en función de la masa y desplazamiento de cada piso.

4.1.1 Definición de la Estructura Sustituida SDOF

Perfil de Desplazamiento

El desplazamiento de piso para el diseño en edificios de marcos de hormigón armado, se relaciona con una forma del modo inelástico normalizado δ_i correspondiente a la deformación esperada de la estructura cuando alcanza el desplazamiento máximo, donde i se refiere al piso i -ésimo de la estructura y Δ_i se refiere al desplazamiento total del piso i -ésimo, estos desplazamientos están asociados al primer modo de vibrar de la estructura y se estiman de acuerdo a la ecuación 4.1.

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_c}{\delta_c} \quad (4.1)$$

Donde Δ_c corresponde al desplazamiento de deriva del primer piso (se utiliza el del método DBF) y δ_c desplazamiento de forma del modo en masa (valor iterado para obtener igual desplazamiento de techo en ambos métodos), se definieron de tal manera que el desplazamiento en el techo de la estructura sea el mismo que el desplazamiento máximo de diseño que exige la NCh433of2009 y D.S.Nº61 (de esta manera es posible comparar los dos métodos de diseño).

Donde H_i altura de piso, n número de pisos y H_n altura de la estructura.

$$\text{Para } n \leq 4 \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (4.2a)$$

$$\text{Para } n > 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (4.2b)$$

Desplazamiento de Diseño Equivalente, Masa Equivalente y Altura Efectiva

La característica del desplazamiento de diseño de la estructura sustituta depende del desplazamiento límite o drift del miembro más crítico de la estructura, asumiendo la forma de desplazamiento de ésta. Este desplazamiento asumido corresponde al primer modo de vibrar para un nivel de excitación sísmica.

El desplazamiento de diseño se encuentra relacionado con los desplazamientos de piso por la siguiente relación:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (4.3)$$

Donde m_i es la masa del piso i -ésimo, asociada con el desplazamiento Δ_i

La masa efectiva tiene relación con la masa que participa en el primer modo de vibrar, esto se debe a que el análisis realizado toma en cuenta este modo para el diseño. De acuerdo esto la masa efectiva se estima según la ecuación 4.4.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (4.4)$$

Para estructuras de marcos de hormigón armados menores de veinte pisos, la masa efectiva oscila entre un 70% y 85%. El resto de la masa participa en los modos superiores de vibrar.

La altura efectiva asociada a SDOF es dada por la ecuación 4.5.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (4.5)$$

Demanda de Ductilidad de Desplazamiento

El factor de ductilidad de desplazamiento para el diseño en SDOF, está relacionado con el desplazamiento de fluencia Δ_y y el desplazamiento de diseño Δ_d dado por la ecuación 4.8.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (4.6)$$

Como la deformación de fluencia de un elemento de hormigón armado depende de la geometría, resistencia del acero y es independiente del refuerzo del elemento. Se ha desarrollado la expresión que muestra la ecuación 4.7 para determinar el drift de fluencia de marcos de hormigón armado (*Priestley et al, 2007*).

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{l_e}{H_e} \quad (4.7)$$

Donde L_b y H_b son la distancia entre los ejes de las columnas y la altura de vigas respectivamente, θ_y corresponde al límite elástico de la armadura a flexión de acero estructural. Por lo general es suficientemente precisa para asumir un perfil de desplazamiento de fluencia lineal para el propósito de demanda de ductilidad, y por lo tanto el desplazamiento de fluencia está dado por la ecuación 4.8.

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_b \quad (4.8)$$

Amortiguamiento Viscoso Equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura de marcos de hormigón armado, puede ser estimado de forma conservadora (Priestley, *ét al.*, 2007) con el diseño de demanda de ductilidad, como se muestra en la ecuación 4.9.

La siguiente expresión está definida por dos componentes, la primera que tiene relación con el amortiguamiento elástico de los materiales (5% = 0.05) y la segunda que tiene relación con el amortiguamiento histéretico que representa la disipación de energía por deformación y se obtiene estimando el área bajo la curva de un ciclo de histéresis en un diagrama bilineal de esfuerzo deformación.

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) \quad (4.9)$$

Período Efectivo y Rigidez Efectiva de la Estructura Sustituta

El período efectivo relacionado al mayor desplazamiento esperado para la estructura (ver Figura 4.3), se obtiene ingresando en el espectro de desplazamiento elástico con el desplazamiento de diseño, obteniendo de manera directa el periodo efectivo de diseño para el nivel de ductilidad de diseño de la estructura.

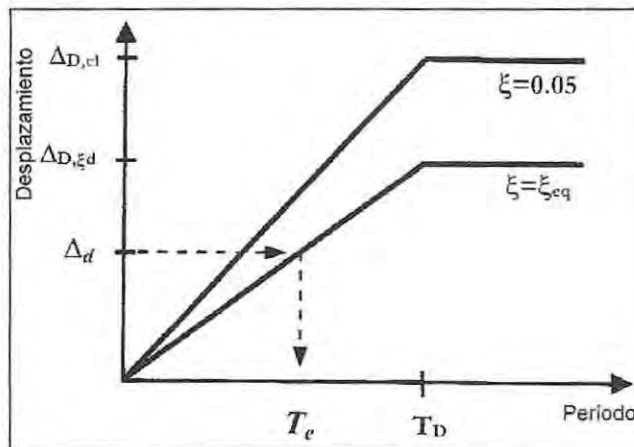


Figura 4.3 Período efectivo de la estructura sustituta
(T.J. Sullivan *ét al*, 2010)

La rigidez efectiva máxima en respuesta al máximo desplazamiento de la estructura sustituta F/Δ_d es dada por la ecuación 4.10.

$$K_E = \frac{4.75^2 m_E}{T_E^2} \quad (4.10)$$

Corte Basal de Diseño y Distribución de Corte en Altura

Con referencia a la Figura 4.1 (b), el corte basal de diseño para la estructura MDOF se obtiene de la estructura sustituta y está dado por la ecuación 4.11.

$$F = V_{base} = K_E * \Delta_d \quad (4.11)$$

La fuerza de corte base obtenida de la ecuación (4.11) es distribuida para cada nivel de piso en proporción al producto de masa y desplazamiento, de acuerdo a la ecuación 4.12 que se muestra a continuación.

$$F_i = V_{base} * (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (4.12)$$

4.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD AL CASO DE ESTUDIO

El primer paso del método DDBD es definir un desplazamiento de diseño, como la idea del presente trabajo de título es realizar una comparación entre el método DBF y DDBD, dicho desplazamiento se obtiene en función del primer método presentado. Esto se logra hacer, definiendo el desplazamiento de planta del techo de la estructura (Δ_i ver ecuación 4.1) como el desplazamiento de diseño lateral (δ_u ecuación 3.6).

4.2.1 Perfil de Desplazamiento

A continuación en la Tabla 4.1 y Tabla 4.2 se muestran los desplazamientos de piso y los parámetros principales para poder obtener el desplazamiento de diseño, altura efectiva y masa equivalente mostrados en la Tabla 4.3 (Ver ecuaciones 4.3; 4.4 y 4.5).

Tabla 4.1 Parámetros DDBD eje X

Piso	Altura H_i (m)	Masa m_i (ton)	δ_i	Δ_i (m)	$\Delta_i^* m_i$	$(\Delta_i)^2 m_i$	$\Delta_i^* m_i^* H_i$
12	42	42.46	1.00	0.64	27.14	17.34	1139.70
11	38.5	42.46	0.94	0.60	25.57	15.39	984.27
10	35	42.46	0.88	0.56	23.87	13.42	835.43
9	31.5	42.46	0.81	0.52	22.05	11.45	694.50
8	28	42.46	0.74	0.47	20.10	9.52	562.81
7	24.5	42.46	0.66	0.42	18.03	7.65	441.68
6	21	42.46	0.58	0.37	15.83	5.90	332.41
5	17.5	42.46	0.50	0.32	13.51	4.30	236.34
4	14	42.46	0.41	0.26	11.06	2.88	154.77
3	10.5	42.46	0.31	0.20	8.48	1.69	89.04
2	7	42.46	0.21	0.14	5.78	0.79	40.45
1	3.5	42.46	0.11	0.07	2.95	0.21	10.33
Sumatoria					194.35	90.54	5521.74

Tabla 4.2 Parámetros DDBD eje Y

Piso	Altura H_i (m)	Masa m_i (ton)	δ_i	Δ_i (m)	$\Delta_i^* m_i$	$(\Delta_i)^2 m_i$	$\Delta_i^* m_i^* H_i$
12	42	42.46	1.00	0.65	27.51	17.82	1155.22
11	38.5	42.46	0.94	0.61	25.91	15.81	997.63
10	35	42.46	0.88	0.57	24.19	13.79	846.77
9	31.5	42.46	0.81	0.53	22.35	11.76	703.93
8	28	42.46	0.74	0.48	20.37	9.78	570.45
7	24.5	42.46	0.66	0.43	18.27	7.86	447.67
6	21	42.46	0.58	0.38	16.04	6.06	336.92
5	17.5	42.46	0.50	0.32	13.69	4.41	239.55
4	14	42.46	0.41	0.26	11.21	2.96	156.87
3	10.5	42.46	0.31	0.20	8.60	1.74	90.25
2	7	42.46	0.21	0.14	5.86	0.81	41.00
1	3.5	42.46	0.11	0.07	2.99	0.21	10.47
Sumatoria					196.9861	93.01	5596.74

Los desplazamientos de diseños son calculados para cada dirección de análisis y sus valores son mostrados en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Parámetros de la Estructura Sustituta

Δ_d en X (m)	Δ_d en Y (m)	H_e (m)	m_e (ton)
0.47	0.47	28	417

4.2.2 Demanda de Ductilidad de Desplazamiento

En esta sección es necesario obtener el desplazamiento de fluencia, valor con el cual se estima la demanda de ductilidad para la altura efectiva de la estructura. Estos valores se encuentran dados por las ecuaciones 4.6 y 4.8, además se debe usar el desplazamiento de diseño obtenido de la ecuación 4.3, que se muestra en la Tabla 4.3.

A continuación se presenta la Tabla 4.4, con un resumen de lo ya mencionado y los valores obtenidos:

Tabla 4.4 Desplazamiento de fluencia y ductilidad

Ductilidad de desplazamiento		Desplazamiento de Fluencia	
μ_y	μ_x	Δ_y (m)	Δ_x (m)
1.76	1.76	0.27	0.26

4.2.3 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Una vez obtenida la ductilidad de desplazamiento, el paso a seguir es la obtención del amortiguamiento viscoso equivalente de acuerdo a la ecuación 4.9.

Tabla 4.5 Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Amortiguamiento Viscoso equivalente	Porcentaje
$\epsilon_{y_{eq}}$	0.1278 12.78%
$\epsilon_{x_{eq}}$	0.1278 12.78%

4.2.4 Período Efectivo

El período efectivo se obtiene a partir del espectro de desplazamiento elástico calculado en la sección 3.3.5, proveniente del D.S N°61, el cual considera una razón de amortiguamiento del 5%. Este espectro debe ser reducido por un factor R_e (ver Figura 4.3), basado en el amortiguamiento viscoso equivalente obtenido para la estructura en cada dirección de análisis, obteniendo un espectro de desplazamiento consistente con el nivel de amortiguamiento del sistema estructural.

El factor de reducción mencionado en el acápite anterior proviene del Eurocódigo 8 de 1998 y se encuentra definido por la ecuación 4.13, obteniendo los valores presentados en la Tabla 4.6.

$$R_e = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (4.13)$$

Tabla 4.6 Factor de Reducción

Dirección	R_e
x	0.688
y	0.688

Como se puede apreciar en la Tabla 4.6, el factor de reducción por amortiguamiento viscoso R_e es el mismo en ambas direcciones por lo que sólo se realizará una reducción al espectro de desplazamiento elástico, el cual será válido para la obtención del período efectivo en ambas direcciones en estudio.

A continuación en la Figura 4.4 se muestra el resultado de la aplicación del factor de reducción al espectro elástico de desplazamiento.

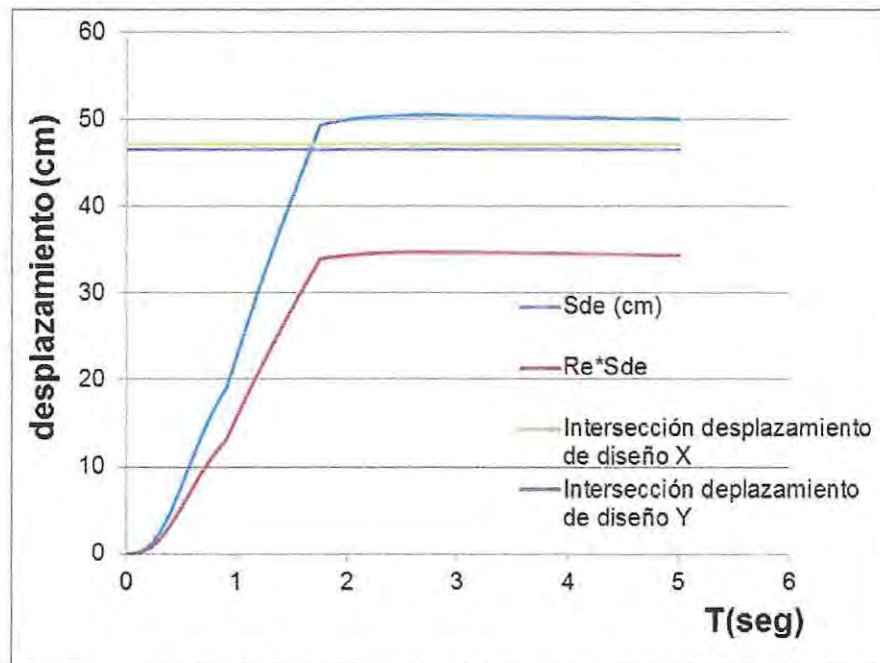


Figura 4.4 Espectro Elástico de desplazamiento reducido

La obtención del período efectivo se logra ingresando el desplazamiento de diseño (ver Tabla 4.3) a la curva de espectro elástico de desplazamiento reducido, obteniendo directamente del eje X el período efectivo de diseño (Priestley, *ét al*, 2007).

Como se puede apreciar en la Figura 4.4, es imposible ingresar con los desplazamientos de diseño en la curva del espectro elástico reducido por amortiguamiento, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

La solución a este problema la entrega T.J. Sullivan *ét al*, 2010, es una proyección del espectro de desplazamiento elástico como se muestra en la Figura 4.5, luego se ingresa con el desplazamiento de diseño en el espectro de desplazamiento elástico de diseño (proyectado), para luego obtener de forma directa el período efectivo válido para la estructura.

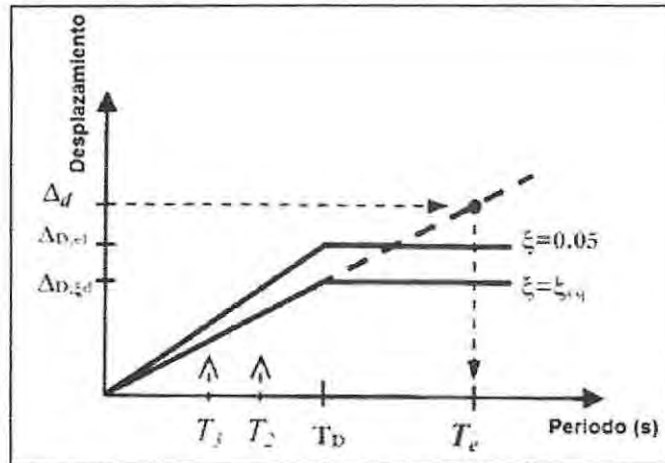


Figura 4.5 Identificación de Período Efectivo (T.J. Sullivan *ét al*, 2010)

Este método usado para calcular el período efectivo es relativamente nuevo, ya que anteriormente en la literatura aparece la opción de elegir un rango bastante amplio de período efectivo (sobre el período de esquina). Esto puede llevar a la elección de períodos efectivos muy grandes definiendo estructuras muy flexibles, marcando mucho la influencia de los modos superiores.

El método usado en el presente trabajo limita el período efectivo evitando la elección de períodos efectivos muy grandes y de esta manera reducir el problema antes mencionado (ver Figura 4.6).

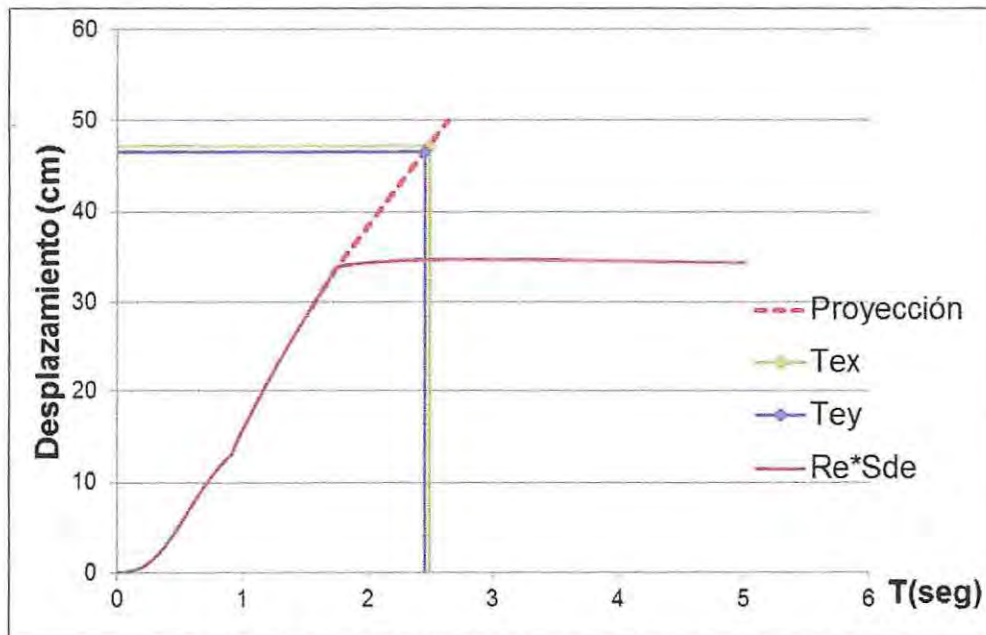


Figura 4.6 Período efectivo para estructura sustituida

Tabla 4.7 Período Efectivo (seg.)

T_{ex}	T_{ey}
2.46	2.49

Una vez calculado los períodos efectivos y de acuerdo a las ecuación 4.11, se puede obtener el corte base de diseño para las direcciones en estudio, mostrando los resultados en la Tabla 4.8, en la cual se puede apreciar que los cortes basales de diseño son iguales, esto se debe a que los desplazamientos de diseño en ambas direcciones son muy similares al igual que los períodos efectivos.

Tabla 4.8 Corte Basal de Diseño

Corte X (ton)	Corte Y (ton)
314.08	322.67

Con el corte basal ya obtenido, se puede calcular la distribución de corte en altura, en función a la masa y al desplazamiento de piso, tal cual aparece en la ecuación 4.12, estos resultados se pueden apreciar en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Distribución de Corte Base por piso (ton)

Piso	F _i X	F _i Y
12	43.85	45.05
11	41.32	42.44
10	38.57	39.63
9	35.63	36.60
8	32.48	33.37
7	29.13	29.93
6	25.58	26.28
5	21.83	22.42
4	17.87	18.35
3	13.70	14.08
2	9.34	9.59
1	4.77	4.90

4.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En la presente sección se realizará el diseño de los elementos de hormigón armado (vigas y columnas) de acuerdo a las disposiciones del código ACI-318-08 y D.S N°60, pero sin tomar en cuenta los factores de reducción. Esto se debe a que la estructura en teoría no debería sobrepasar el desplazamiento de diseño propuesto para un sismo similar al ocupado en el diseño.

Todos los elementos estructurales son diseñados de acuerdo a fuerzas laterales obtenidas del método DDBD, en conjunto con las reglas de diseño por capacidad y equilibrio estático para estructuras de marcos especiales.

Como se puede apreciar en la Figura 2.2 la estructura consta de marcos idénticos para cada dirección (X e Y), por lo cual la fuerzas laterales obtenidas por el método DDBD son divididas en partes iguales para cada marco. Realizando luego el diseño sólo para uno de estos marcos por dirección y replicando éste a los demás.

Es importante mencionar que por motivos prácticos el diseño se realizará para los marcos interiores, ya que estos poseen una mayor área tributaria y por ende mayores esfuerzos gravitacionales que son transmitidos a vigas y columnas.

Las vigas serán diseñadas de acuerdo a sus momentos y cortes máximos de manera individual, obteniendo distintas cuantías para distintos niveles (ver Tabla 4.10 y 4.11).

Las columnas serán diseñadas sólo para el primer piso (mayores solicitaciones) y luego serán replicadas para todas las columnas que se encuentren en los pisos superiores. Separando el diseño en columnas internas y columnas de esquinas.

De acuerdo a Figura 2.2

Columna de esquina = Columna 1

Columna interior = Columna 2; Columna 3; Columna 4 y Columna 5

Como el presente método de análisis sísmico realiza diseños independientes para cada dirección, tanto las columnas de esquina como las internas adoptarán el diseño de la dirección más solicitada.

4.3.1 Combinaciones de Carga

El método DDBD hace referencia a combinaciones de cargas sólo de origen gravitacional (peso propio y sobre carga), sumando estas entre sí, para luego ser comparada con las cargas producidas por el sismo y diseñar en función de la mayor de estas (ver ecuaciones 4.14 y 4.15).

Se recomienda que las vigas sean diseñadas para el mayor momento obtenido entre la combinación de momentos gravitacionales y momentos sísmicos de manera independiente (Priestley, *ét al*, 2007).

La justificación para no combinar la gravedad y momento sísmico, se debe a que esta combinación aumenta la resistencia requerida de la sección y puede reducir la capacidad de deformación por debajo del valor objetivo (Priestley, *ét al*, 2007).

A continuación en la ecuación 4.14 y 4.15 se presentan cuáles son las combinaciones de cargas que se deben comparar según Priestley, *ét al*, 2007.

$$M_{\text{diseño}} \geq 1.4M_D + 1.7M_L \quad (4.14)$$

$$M_{\text{diseño}} \geq M_{\text{sismo}} \quad (4.15)$$

Momento Gravitacional

M_D : Momento producido por la carga muerta en las vigas.

M_L : Momento producido por la sobrecarga en las vigas

Momento Sísmico

M_{sismo} : Momento producido por la acción sísmica.

4.3.2 Diseño Vigas

Para el diseño a flexión de vigas, se calcula un momento único y máximo por piso y dirección de análisis (ver ecuación 4.17). Este momento de diseño se obtiene a partir del corte base de cada piso y la cantidad de rótulas plásticas que posee el mismo (ver sección 3.1.1 y 3.1.2). Este se obtiene por equilibrio, considerando un punto de inflexión (momento nulo) en la mitad de la altura de las columnas.

Este momento es válido tanto para el tramo que posee momento negativo como para el tramo que posee momento positivo de la viga (Priestley, *ét al*, 2007), asumiendo que estos momentos son iguales para el diseño, con el fin de aclarar lo mencionado se presenta la siguiente figura.

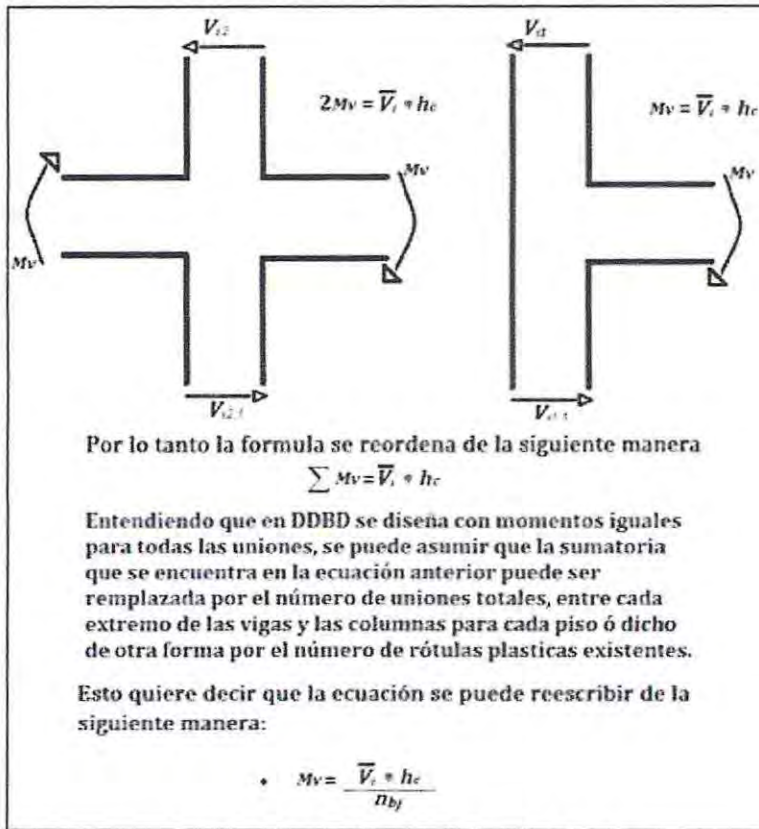


Figura 4.7 Momento Vigas DDBD

Como se ha mencionado anteriormente se debe optar por el mayor momento entre gravitacional Y sísmico, por esta razón se presentan a continuación en la Tabla 4.10 y 4.11

Tabla 4.10 Elección Momento de Diseño, Eje X

Viga en Piso	q_D (ton/m)	q_L (ton/m)	M_D (ton-m)	M_L (ton-m)	$1.4M_D+1.7M_L$	$M_{sismico}$ (ton-m)	Momento de Diseño
1	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	33.71	Momento Sísmico
2	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	32.69	Momento Sísmico
3	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	31.20	Momento Sísmico
4	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	29.25	Momento Sísmico
5	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	26.87	Momento Sísmico
6	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	24.07	Momento Sísmico
7	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	20.89	Momento Sísmico
8	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	17.35	Momento Sísmico
9	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	13.45	Momento Gravitacionales
10	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	9.24	Momento Gravitacionales
11	2.73	2.40	5.69	5.00	16.47	4.82	Momento Gravitacionales
12	2.73	0.6	5.69	1.25	10.09	2.59	Momento Gravitacionales

Tabla 4.11 Elección Momento de Diseño, Eje Y

Viga en Piso	qD (ton/m)	qL (ton/m)	M_D (ton-m)	M_L (ton-m)	$1.4M_D+1.7M_L$	$M_{sismico}$ (ton-m)	Momento de Diseño
1	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	36.94	Momento Sísmico
2	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	35.82	Momento Sísmico
3	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	34.19	Momento Sísmico
4	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	32.05	Momento Sísmico
5	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	29.44	Momento Sísmico
6	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	26.38	Momento Sísmico
7	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	22.90	Momento Sísmico
8	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	19.01	Momento Sísmico
9	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	14.74	Momento Gravitacionales
10	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	10.13	Momento Gravitacionales
11	2.54	2.20	5.30	4.58	15.21	5.28	Momento Gravitacionales
12	2.54	0.55	5.30	1.15	9.37	2.83	Momento Gravitacionales

Para las vigas que se encuentran entre el piso 1 y 8, el momento sísmico genera una mayor sollicitación por lo tanto se diseña en función de éste, mientras que para los pisos restantes el momento gravitacional genera una mayor sollicitación por lo cual serán diseñado en función de éste. Esto se da de igual manera en ambas direcciones de estudio.

4.3.2.1 Flexión

La condición de diseño para la flexión se encuentra dada según la ecuación 4.16.

$$M_n \geq M_u \tag{4.16}$$

Donde:

M_n : Se define en la sección 3.4.1.1, ecuación 3.9

M_u : Sollicitación de diseño

El cálculo de M_u se realiza de acuerdo a la ecuación 4.17.

$$M_u = \frac{V_{i,frame}^{total}}{n_{bj}} \tag{4.17}$$

Donde:

$V_{i,frame}$: Promedio de corte basal de pisos consecutivos

h_{col} : Altura columna del piso r -esimo

n_{bj} : Número de rótulas plásticas, para la planta r -esima

w_u : Carga gravitacional

l_n : Largo viga

Ubicación de Rótulas Plásticas

La ubicación de rótulas plásticas (zona de incursión no lineal) tiene que ver directamente con el comportamiento inelástico de la estructura ante un posible sismo de magnitud severa.

Es por esta razón que es imprescindible que las rótulas plásticas tengan lugar en las vigas y no en las columnas, caso contrario la estabilidad global de la estructura se vería en serio riesgo.

Es por esta razón que cada viga posee dos rótulas plásticas justo en la unión con la cara externa de cada columna a lo largo de toda la estructura. Por lo que cada piso posee 32 rótulas en el eje X y 30 rótulas en el eje Y (ver Figura 2.2).

A continuación en las Tabla 4.12 y 4.13 se presentan los refuerzos longitudinales necesarios para que las vigas de cada piso de la estructura cumplan con los requerimientos mínimos y máximos que exige el Código ACI-318-08, con los distintos parámetros que especifica el método DDBD.

Tabla 4.12 Diseño a Flexión de Vigas Eje X

Piso	Promedio V_i (ton)	Momento M_u (ton-m)	ρ Necesaria	As Necesario (cm ²)	Acero	As final (cm ²)	ρ Final	M_n (ton-m)	$M_n \geq M_u$
1	320	36.94	0.00646	14.71	4 ϕ 22	15.21	0.0067	38.08	Cumple
2	313	35.82	0.00625	14.22	4 ϕ 22	15.21	0.0067	38.08	Cumple
3	301	34.19	0.00594	13.52	4 ϕ 22	15.21	0.0067	38.08	Cumple
4	285	32.05	0.00554	12.61	4 ϕ 22	15.21	0.0067	38.08	Cumple
5	265	29.44	0.00554	12.61	4 ϕ 22	15.21	0.0067	38.08	Cumple
6	240	26.38	0.00450	10.23	4 ϕ 22	15.21	0.0067	38.08	Cumple
7	212	22.90	0.00387	8.81	4 ϕ 18	10.18	0.0045	26.25	Cumple
8	180	19.01	0.00319	7.25	4 ϕ 18	10.18	0.0045	26.25	Cumple
9	145	14.74	0.00245	5.60	4 ϕ 18	10.18	0.0045	26.25	Cumple
10	107	10.13	0.00166	3.79	4 ϕ 18	10.18	0.0045	26.25	Cumple
11	66	8.93	0.00147	3.33	4 ϕ 18	10.18	0.0045	26.25	Cumple
12	24	8.93	0.00147	3.33	4 ϕ 18	10.18	0.0045	26.25	Cumple

Tabla 4.13 Diseño a Flexión de Vigas Eje Y

Piso	Promedio V_i (ton)	Momento M_u (ton-m)	ρ Necesaria	As Necesario (cm ²)	Acero	As final (cm ²)	ρ Final	M_n (ton-m)	$M_n \geq M_u$
1	312	33.71	0.00828	14.90	4 ϕ 22	15.21	0.0085	34.32	Cumple
2	305	32.69	0.00800	14.40	4 ϕ 22	15.21	0.0085	34.32	Cumple
3	293	31.20	0.00759	13.66	4 ϕ 22	15.21	0.0085	34.32	Cumple
4	277	29.25	0.00707	12.72	4 ϕ 22	15.21	0.0085	34.32	Cumple
5	257	26.87	0.00644	11.59	4 ϕ 22	15.21	0.0085	34.32	Cumple
6	234	24.07	0.00571	10.28	4 ϕ 22	15.21	0.0085	34.32	Cumple
7	206	20.89	0.00490	8.83	4 ϕ 18	10.18	0.0057	23.86	Cumple
8	176	17.35	0.00402	7.24	4 ϕ 18	10.18	0.0057	23.86	Cumple
9	142	13.45	0.00308	5.55	4 ϕ 18	10.18	0.0057	23.86	Cumple
10	104	9.24	0.00209	3.76	4 ϕ 18	10.18	0.0057	23.86	Cumple
11	65	8.93	0.00202	3.64	4 ϕ 18	10.18	0.0057	23.86	Cumple
12	24	8.93	0.00202	3.64	4 ϕ 18	10.18	0.0057	23.86	Cumple

4.3.2.2 Corte

La obtención del corte de diseño (V_e) para las vigas se realiza mediante diseño por capacidad, de igual manera que la mostrada en la sección 3.4.1.2.

La condición de diseño se encuentra dada según la ecuación 4.18.

$$V_e \leq V_n - V_c + V_s \quad (4.18)$$

Donde:

V_n : Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

V_e : Solicitación de diseño.

El esfuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$, cuando se produzcan simultáneamente (a) y (b):

- (a) La fuerzas inducidas por el sismo de acuerdo a la Figura 3.5, representan la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida.
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $0.1A_g f'_c$.

Como se puede apreciar en las Tablas 4.14 y 4.15, la fuerza inducida por el Sismo V_e , representa más de la mitad de la resistencia máxima a cortante V_n (alternativa a) para todas las vigas en estudio. Mientras que la alternativa (b) también se cumple ya que para estructuras con diafragma rígido $P_u=0$, siendo este menor que $0.1A_g f'_c$. Esto significa que de acuerdo al Código ACI-318-08, 21.5.4.2. se puede suponer $V_c = 0$.

A continuación en las Tablas 4.14 y 4.15 se muestra el refuerzo transversal necesario para cumplir con las condiciones mínimas que exige el código ACI-318-08, mostrando todos los parámetros necesarios para dicho diseño en ambas direcciones de estudio.

Los momentos probables son iguales ya que todas las vigas poseen un mismo momento, como fue mencionado en la sección 4.3.2.

Tabla 4.14 Diseño a Corte de Vigas por Piso, Eje Y

Piso	$M_{pr1} = M_{pr2}$	Corte V_e (ton)	V_n (ton)	$V_n \geq V_e$	Diámetro (mm)	Área	S (cm)
1	47.60	33.27	35.72	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
2	47.60	33.27	35.72	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
3	47.60	33.27	35.72	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
4	47.60	33.27	35.72	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
5	47.60	33.27	35.72	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
6	47.60	33.27	35.72	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
7	32.81	27.36	28.57	Cumple	$\phi 10$	1.57	15
8	32.81	27.36	28.57	Cumple	$\phi 10$	1.57	15
9	32.81	27.36	28.57	Cumple	$\phi 10$	1.57	15
10	32.81	27.36	28.57	Cumple	$\phi 10$	1.57	15
11	32.81	27.36	28.57	Cumple	$\phi 10$	1.57	15
12	32.81	27.36	28.57	Cumple	$\phi 10$	1.57	15

Tabla 4.15 Diseño a Corte de Vigas por Piso, Eje X

Piso	$M_{pr1}=M_{pr2}$	Corte V_e (ton)	V_s (ton)	$V_s \geq V_e$	Diámetro (mm)	Área	S (cm)
1	42.90	35.03	39.56	Cumple	$\phi 10$	1.57	10
2	42.90	35.03	39.56	Cumple	$\phi 10$	1.57	10
3	42.90	35.03	39.56	Cumple	$\phi 10$	1.57	10
4	42.90	35.03	39.56	Cumple	$\phi 10$	1.57	10
5	42.90	35.03	39.56	Cumple	$\phi 10$	1.57	10
6	42.90	35.03	39.56	Cumple	$\phi 10$	1.57	10
7	29.82	28.94	32.97	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
8	29.82	28.94	32.97	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
9	29.82	28.94	32.97	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
10	29.82	28.94	32.97	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
11	29.82	28.94	32.97	Cumple	$\phi 10$	1.57	12
12	29.82	28.94	32.97	Cumple	$\phi 10$	1.57	12

A continuación se muestra la Tabla 4.16 en la cual se demuestra como los espaciamento de estribos en las vigas cumplen con los requerimiento mínimos exigidos por el código ACI-318-08, 21.3.4.2.

Tabla 4.16 Requisitos de Espaciamiento

Requisitos	Eje X (cm)		Eje Y (cm)		Cumple
	Viga 1	Viga 1a	Viga 2	Viga 2a	
$S \leq d/4$	15	15	16	16	si
$S \leq 24\phi$ estribo	24	24	24	24	si
$S \leq 8\phi$ longitudinal (piso 1 a 6)	17.6	17.6	17.6	17.6	si
$S \leq 8\phi$ longitudinal (piso 7 a 12)	14.4	14.4	14.4	14.4	si
$S \leq 30$ (cm)	-	-	-	-	si

4.3.3 Diseño Columnas

4.3.3.1 Flexo-Compresión

Para determinar la resistencia nominal de un elemento estructural controlado por flexión y carga axial (refuerzo longitudinal incluido), se utilizarán diagramas de interacción que cumplen con las disposiciones del código ACI-318-08.

Para la estructura en estudio los únicos elementos que se encuentran controlados por flexo-compresión son las columnas. Por motivos prácticos solo se analizarán 2 columnas por dirección de estudio (columna de esquina y columna interior), analizando solo las que se encuentran en el primer piso de la estructura, ya que es en este piso donde se presentan las mayores sollicitaciones hacia las columnas.

Estas columnas diseñadas para la base de la estructura serán replicadas de igual forma para todas las columnas que se encuentren en los pisos superiores.

La condición de diseño para flexo-compresión está dada por la ecuación 4.19.

$$(M_n, P_n) \geq (M_u, P_u) \tag{4.19}$$

Donde:

M_n, P_n : Resistencia a flexo-compresión, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

M_u, P_u : Solicitación de diseño.

En la figura 4.8 se presenta el refuerzo longitudinal utilizado para las dos columnas principales en estudio y en la Tabla 4.17 se presentan requisitos adicionales que exige el código ACI-318-08 (ver sección 3.4.2.1). En función de estos refuerzos se pueden obtener los diagramas de interacción entre Flexión y Compresión.

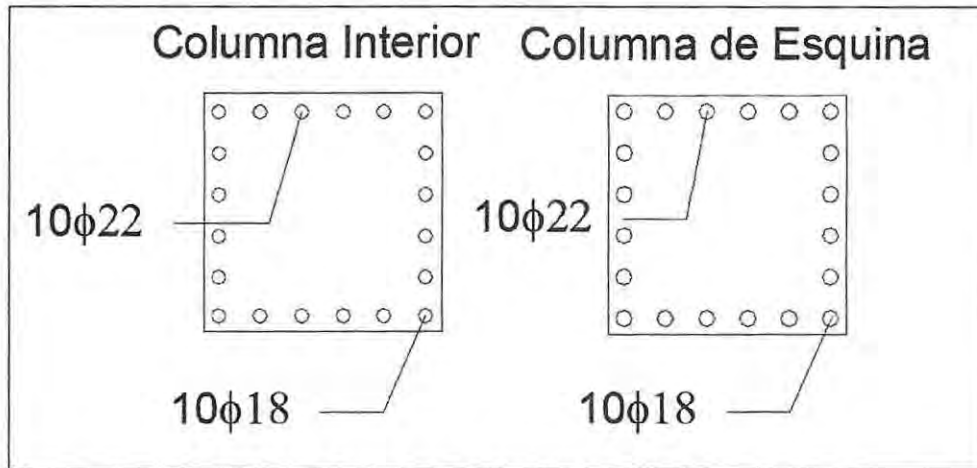


Figura 4.8 Refuerzo Longitudinal Columnas

Tabla 4.17 Requisitos Adicionales para Columnas

Requisitos	Columna Interior	Columna Exterior
Cuantía	1.12%	1.12%
Espaciamiento en X (cm)	13	13
Espaciamiento en Y (cm)	13	13
$1\% \leq \rho < 6\%$ (ACI-318-08)	Cumple	Cumple

4.3.3.2 Esfuerzo solicitante de columnas

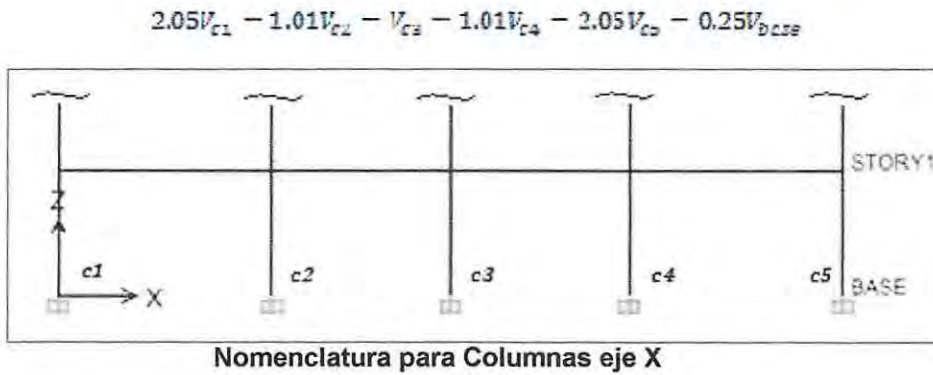
Los esfuerzos solicitantes en las columnas se obtienen reconociendo que todo análisis estructural es aproximado, y que el requisito fundamental es que el equilibrio es mantenido entre fuerzas internas y externas. Con esto presente es posible para el diseñador seleccionar las capacidades de momentos para las columnas que se encuentran en la base de la estructura, con la condición que los momentos resultantes a lo largo de la estructura están en equilibrio con las fuerzas aplicadas. Ya que el criterio de diseño es que la rótula de la columna no se forma en la parte inferior de las vigas del primer nivel, en función a esto parece lógico diseñar de una manera tal que el punto de inflexión en la columna se produce aproximadamente a un 60% de la altura del piso (*Priestley et al, 2007*).

El momento de diseño para la columna base de la estructura será por lo tanto $0.6V_c H_i$, donde V_c es el corte en la columna y H_i es la altura del piso.

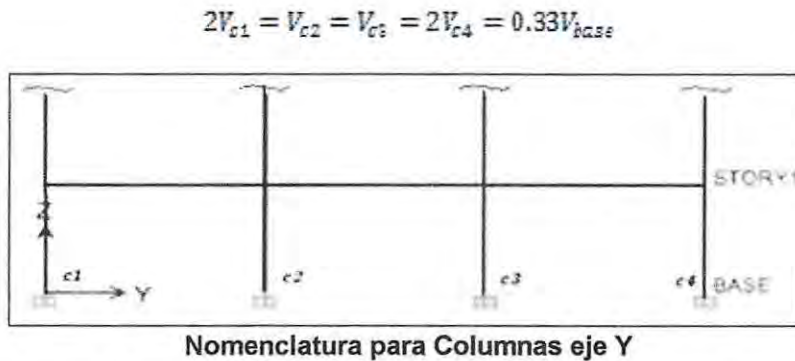
Por lo tanto la obtención del momento en las columnas se reduce a encontrar el valor del corte de éstas. Este se obtiene de la sumatoria de fuerzas laterales que se encuentran en la Tabla 4.9, dividiéndola en la cantidad de marcos que contenga cada dirección en estudio.

Una vez obtenido el corte para la base del marco, este se debe dividir en la cantidad de columnas existentes. Para este caso el corte se distribuye entre las columnas en proporción al momento de entrada de las vigas (ver Tabla 4.12 y 4.13). Como se diseñó por igual para momentos por capacidad positivos y negativos en las vigas, entonces la relación de corte por columnas es la que se muestra a continuación:

Distribución de corte X



Distribución de corte Y



Una vez obtenida la relación de corte en las columnas, se pueden obtener las solicitaciones de corte y momento basal de estas, como se muestra en las Tablas 4.18 y 4.19.

Tabla 4.18 Corte y Momento Eje X

Corte Columnas	ton
V_{base}	80.67
$V_{c1}=V_{c5}$	9.95
$V_{c2}=V_{c4}$	20.17
V_{c3}	20.44
Momento Columnas	ton-m
$M_{c1}=M_{c5}$	20.89
$M_{c2}=M_{c4}$	42.35
M_{c3}	42.92

Tabla 4.19 Corte y Momento Eje X

Corte Columnas	ton
V_{base}	64.53
$V_{c1}=V_{c4}$	10.74
$V_{c2}=V_{c3}$	21.49
Momento Columnas	ton-m
$M_{c1}=M_{c4}$	22.56
$M_{c2}=M_{c3}$	45.13

Los esfuerzos axiales en las columnas son obtenidos en función de los cortes de entrada provenientes de las vigas (ver Tablas 4.14 y 4.15), realizando un análisis de equilibrio estático de fuerzas en la unión viga-columna, entre la fuerza axial de la columna y los cortes provenientes desde las vigas (para cada dirección X e Y), tomando en cuenta las fuerzas axiales provenientes de las columnas de pisos superiores, las cuales son transmitidas piso por piso como se muestra en la Figura 4.9.

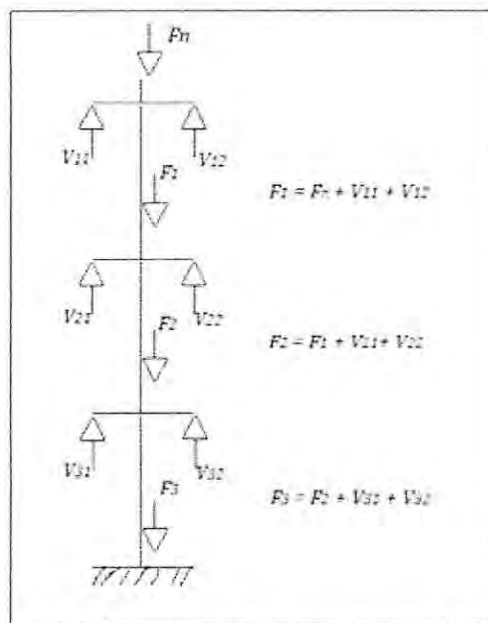


Figura 4.9 Mecanismo de Colapso Columnas

A continuación se muestran los resultados obtenidos para las columnas del primer piso de la estructura, separadas entre columnas interiores y exteriores para cada dirección en estudio (X e Y).

Tabla 4.20 Fuerza axial en columnas

Piso	Pu dirección Y (ton)		Piso	Pu dirección X (ton)	
	Columna Int.	Columna Ext.		Columna Int.	Columna Ext.
1	385.29	192.65	1	351.61	175.80

A continuación se muestran los gráficos de diagrama de interacción obtenidos con las dimensiones y refuerzos utilizados en cada columna, realizados para las dos direcciones en estudio. Dentro de estos se grafican los puntos de esfuerzos solicitantes que reciben las columnas solo para el primer piso de la estructura, ya que es en éste donde se generan las solicitaciones más altas para cada columna.

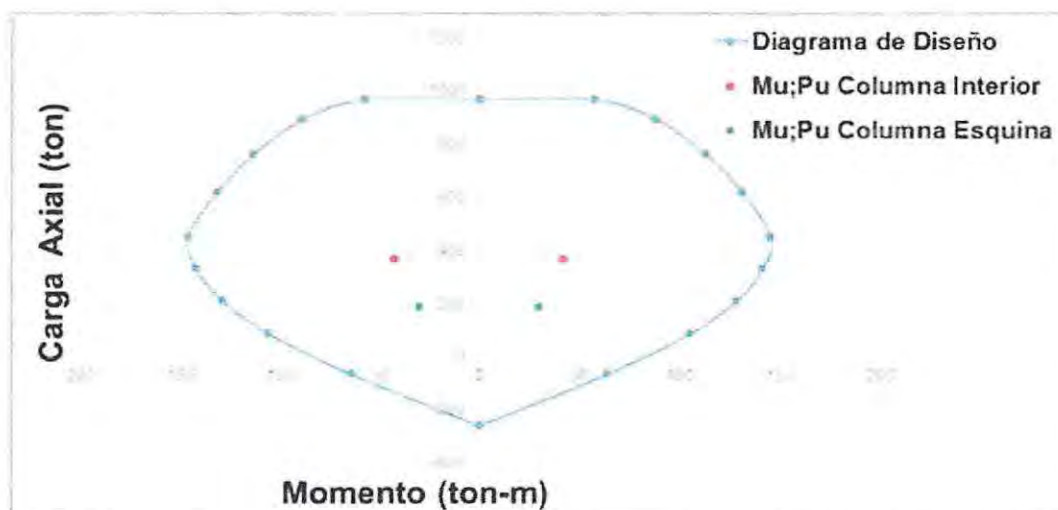


Figura 4.10 Diagrama de Interacción, Columna Interior y Columna de Esquina, Eje X

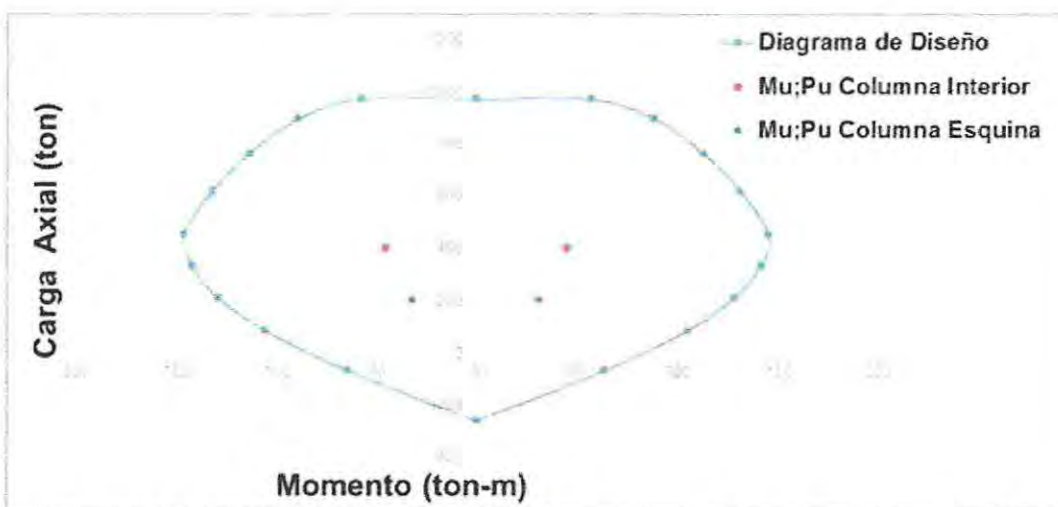


Figura 4.11 Diagrama de Interacción, Columna Interior y Columna de Esquina, Eje Y

Como se puede visualizar en los diagramas de interacción que se encuentran en las figuras 4.10 y 4.11, los esfuerzos últimos de flexo-compresión que deben resistir las columnas en estudio a lo largo de todo el primer piso de la estructura se encuentran dentro de los requerimientos mínimos que establece el código ACI-318-08.

4.3.3.3 Corte

La obtención del corte de diseño (V_e) para las vigas se realiza mediante diseño por capacidad, de igual manera que la mostrada en la sección 3.4.2.2.

La condición de diseño se encuentra dada por la ecuación 4.20.

$$V_e \leq V_n = V_c + V_s \quad (4.20)$$

V_n : Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

V_e : Solicitación de diseño.

Conservadoramente se puede despreciar el valor de V_c , por lo que $V_n = V_s$.

Por otra parte el código ACI-318-08 limita el valor máximo de V_s de acuerdo a la ecuación 4.21.

$$V_s = 2.2 \sqrt{f'_c} A_{cw} \left(\frac{A_s f_y}{s d} \right) \quad (4.21)$$

A_{cw} : Área de la sección de hormigón horizontal de la columna.

A continuación se muestra la Tabla 4.21 con un resumen de parámetros utilizados para realizar el diseño a corte de las columnas interiores y exteriores. Los momentos probables fueron calculados de igual forma que la explicada en la sección 3.4.2.2.

Tabla 4.21 Diseño de Corte a Columnas

Piso 1	Eje X		EJE Y	
	Columna Interior	Columna Esquina	Columna Interior	Columna Esquina
<i>Mpr1</i>	43	21	48	24
<i>Mpr2</i>	178	126	179	159
<i>Ve</i> (ton)	63	42	65	52
<i>Vn</i> (ton)	66	46	66	62
<i>Vn max</i> (ton)	163	163	163	163
<i>Ve < Vs</i>	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<i>Av</i> (cm ²)	3.14	1.57	3.14	3.14
<i>S</i> (cm)	14	10	14	15
Estribo	2φ10	φ10	2φ10	2φ10
<i>S ≤ 15</i> (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<i>S ≤ b/2 = 37.5</i> (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<i>S ≤ 48 diam. Estribos =48</i> (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<i>S ≤ 16 diam. Acero long. = 32</i> (cm) (ACI-318-08)	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Respecto a la Tabla 4.21 se puede apreciar que el corte nominal máximo permitido se encuentra por encima del corte solicitado por la estructura, esto quiere decir que las columnas no tienen problemas para ser diseñadas, cumpliendo los requerimientos mínimos exigidos por el código ACI-318-08 (21.3.5).

4.3.4 Columna Fuerte Viga Débil

Para evitar que se formen rótulas plásticas en las columnas cuando estas se unen con las vigas, se debe cumplir lo dispuesto en la ecuación 4.22 de acuerdo al código ACI-318-08 (21.6.2.2.).

$$\sum(M_n)_{columna} \geq 1.2 \sum(M_n)_{viga} \quad (4.22)$$

Donde:

$(M_n)_{viga}$: Suma de los momentos nominales suministrados desde las vigas al nudo.

$(M_n)_{columna}$: Suma de los momentos nominales suministrados desde las columnas al nudo, calculado para la fuerza axial máxima, $P = P_u$.

NOTA: Este criterio no necesariamente debe cumplirse en los nudos del cielo del último piso (DS N°60).

Para realizar este análisis y a modo de simplificar cálculos sólo se verifica la unión más solicitada de la estructura (ver Tabla 4.22), siendo esta para una columna interna del piso 11. Puesto que a mayor altura menores son las solicitaciones axiales hacia las columnas en conjunto menores son sus momentos nominales. Las vigas al ser replicadas para todos los

pisos mantienen sus momentos nominales, siendo esta la razón por la cual es el piso 11 el elegido.

Los momentos nominales para las columnas son calculados a través de los diagramas de interacción mostrados anteriormente en las Figuras 4.9 y 4.10 Estos se obtienen mediante la carga axial máxima a la cual se encuentra solicitada la columna para el piso en estudio, ingresando con esta carga axial a la curva de flexo-compresión obteniendo directamente del eje X el momento nominal de la columna.

Tabla 4.22 Verificación Columna Fuerte Viga Débil

EJE X		EJE Y	
Faxial 12 (ton)	12.76	Faxial 12 (ton)	12.76
Faxial 11 (ton)	25.53	Faxial 11 (ton)	25.53
Mn columna 12 (ton-m)	85.82	Mn columna 12 (ton-m)	85.82
Mn columna 11 (ton-m)	89.29	Mn columna 11 (ton-m)	89.29
Mn viga1 (ton-m)	23.86	Mn viga1 (ton-m)	26.25
Mn viga2 (ton-m)	23.86	Mn viga2 (ton-m)	26.25
$\Sigma Mc > 1.2\Sigma Mv$	Cumple	$\Sigma Mc > 1.2\Sigma Mv$	Cumple

Como se puede apreciar en la Tabla 4.22, la columna interior del piso 11, cumple con los requerimientos mínimos que exige el código ACI-318-08 en ambas direcciones de análisis, esto significa que todas las uniones Vigas-Columnas de la estructura cumplen con los requerimientos exigidos por el código ya mencionado.

4.3.5 Unión Viga-Columna (Nudo)

Para el diseño es necesario verificar que no ocurra una falla por corte en los nudos (unión viga-columna). Es por esta razón que se verifica el corte en el nudo de igual manera que la expuesta en la sección 3.4.4.

La demanda de corte (horizontal) a media altura del nudo se encuentra dada por la ecuación 4.23 que se muestra a continuación en relación a la Figura 3.15:

$$V_x = T_1 + T_2 - V_{ucp} \quad (4.23)$$

Donde T_1 y T_2 (ver figura 3.16) se calculan con la armadura existente en las vigas, suponiendo una fluencia no menor que $1.25f_y$, esto significa que:

$$T_1 = 1.25A_s f_y \quad (4.24)$$

$$T_2 = 1.25A'_s f_y \quad (4.25)$$

Para diseñar nudos el código ACI-318-08 hace referencia al comportamiento dentro del nudo en términos de una resistencia nominal al cortante.

La condición de diseño al corte para el nudo es dado por la ecuación 4.26.

$$V_u \leq V_n = \alpha A_j \sqrt{f'_c} \quad (\text{ton}) \quad (4.26)$$

V_n : Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

V_u : Corte solicitado.

α : Coeficiente de confinamiento (Valor sin confinamiento 3.18)

A_j : Área de conexión en la dirección de análisis.

En la Tabla 4.23 se muestran los principales valores obtenidos de las distintas uniones del presente trabajo de acuerdo a la Figura 3.18.

Tabla 4.23 Parámetros

Dirección X (cm)		Dirección Y (cm)	
α	3.18	α	3.18
b_j	75	b_j	75
ϕ	0.75	ϕ	0.75
x	22.5	x	20
b_v	30	b_v	35
b	75	b	75
h	75	h	75
f_y	4200	f_y	4200
A_j	5625	A_j	5625
$b_v + 2 * x$	75	$b_v + 2 * x$	75
$b_v + h$	105	$b_v + h$	110
A_{s1} (piso 1 a 6)	15.21	A_{s1} (piso 1 a 6)	15.21
A_{s1} (piso 7 a 12)	10.18	A_{s1} (piso 7 a 12)	10.18

En la Tabla 4.24 se muestran los parámetros utilizados para el diseño de corte en los nudos de la estructura (unión viga-columna). El corte último utilizado, es el obtenido mediante el diseño por capacidad. Para un cálculo más conservador también se usó este corte para los nudos del primer piso.

Tabla 4.24 Diseño Unión Viga Columna (Nudo)

Esfuerzos	Dirección X	Dirección Y
	Vigas (piso 1 a 6)	Vigas (piso 1 a 6)
$T1 = T2$ (ton)	80	80
V_u Columna (ton)	25	27
V_u (ton)	135	133
V_n (ton)	283	283
$V_u \leq V_n = \alpha A_j (f'_c)^{1/2}$	Cumple	Cumple
Esfuerzos	Vigas (piso 6 a 12)	Vigas (piso 6 a 12)
$T1 = T2$ (ton)	53	53
V_u Columna (ton)	17	19
V_u (ton)	90	88
V_n (ton)	283	283
$V_u \leq V_n = \alpha A_j (f'_c)^{1/2}$	Cumple	Cumple

Como es posible apreciar en la Tabla 4.24, el corte de diseño en el nudo cumple con los requerimientos mínimos exigidos por código ACI-318-08 (21.7.4), esto significa que el diseño de los elementos es aceptable para todas las uniones de la estructura.

CAPITULO V

5 ANÁLISIS NO LINEAL

5.1 ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA

En el presente capítulo se realiza un análisis dinámico tiempo-historia con el programa computacional RUAUMOKO 2D (Carr, 2008), con el propósito de representar las deformaciones inelásticas, verificar respecto a códigos y normas, los esfuerzos de corte y las características histéreticas a las cuales se enfrentan vigas y columnas en la estructura, bajo la acción de un sismo de gran magnitud. Se utilizaron tres registros de aceleraciones, del terremoto del Maule del 27 de Febrero del 2010.

Los registros utilizados para el presente estudio pertenecen a: a) ciudad de Concepción, b) localidad de Constitución y c) ciudad de Viña del Mar.

El análisis dinámico tiempo-historia se realizará para las dos direcciones principales en estudio (X e Y) y se le aplicará a ambos métodos en estudio (DDBD y DBF).

5.2 REGISTROS DE ACELERACIONES

a) Constitución

Registro de Constitución con componente 1-L, posee una aceleración máxima de 4.69 (m/s²).

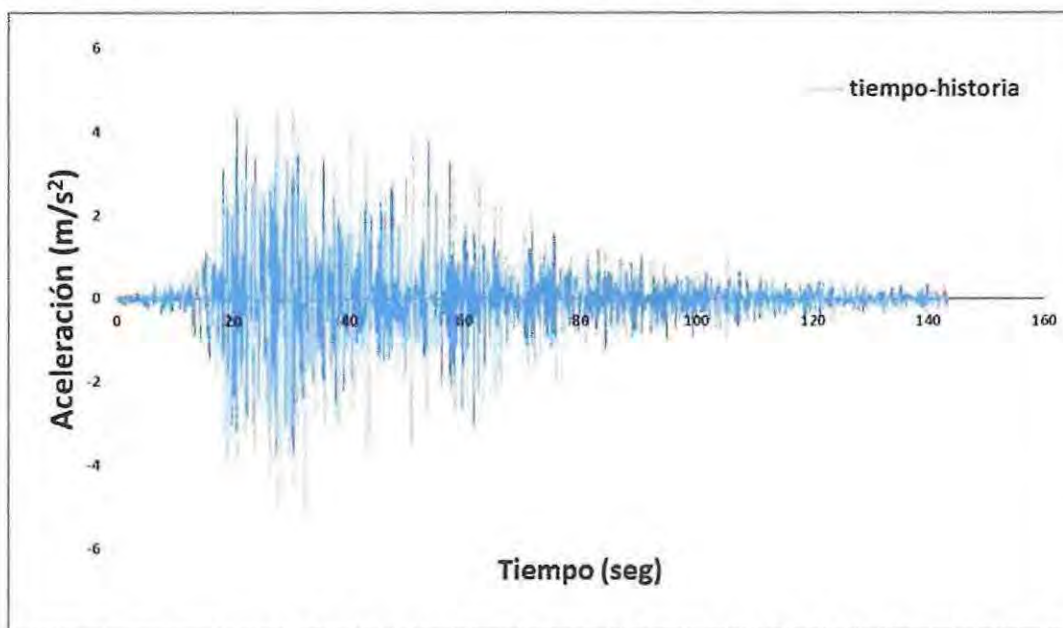


Figura 5.1 Registro de Aceleración Localidad de Constitución 2010, Componente L

b) Concepción

Registro de Concepción con componente 1-L, posee una aceleración máxima de 3.93 (m/s²).

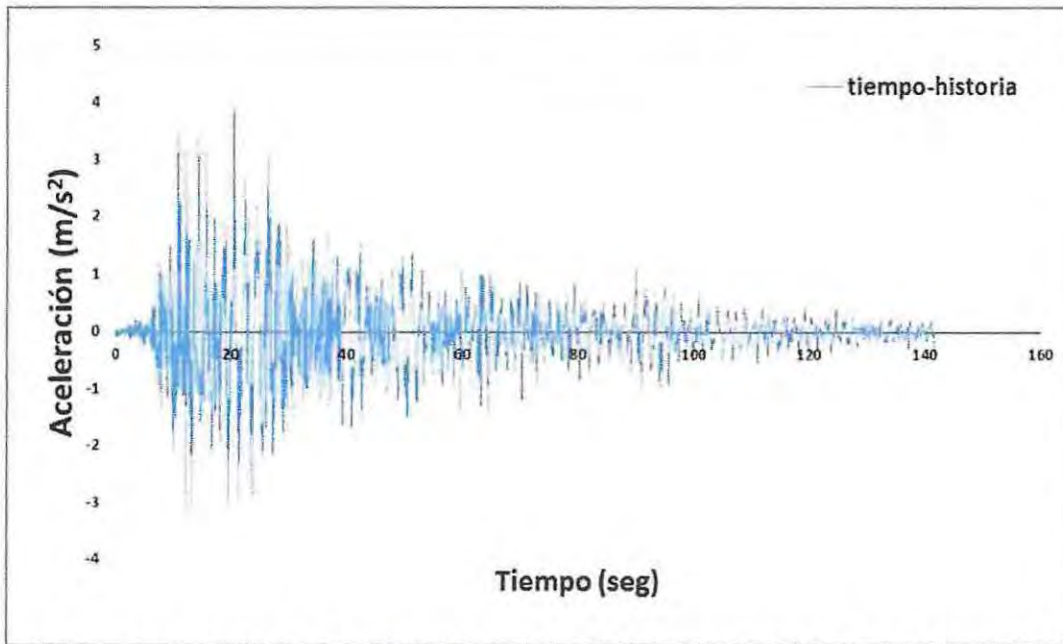


Figura 5.2 Registro de Aceleración ciudad de Concepción 2010, Componente L

c) Viña del Mar

Registro de Viña del Mar con componente E-W, posee una aceleración máxima de 3.25 (m/s²).

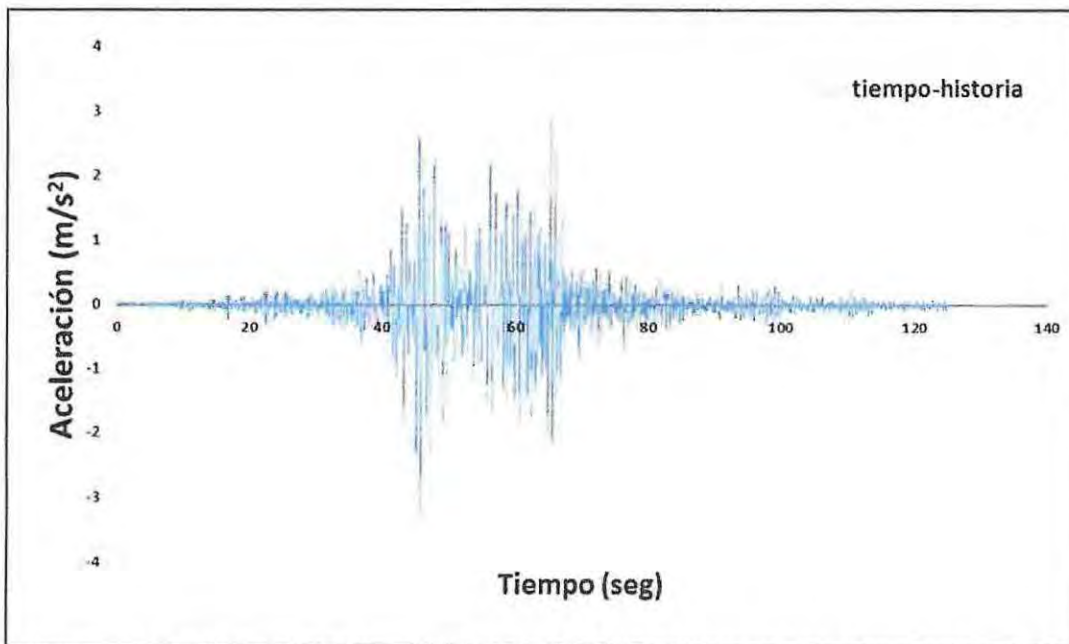


Figura 5.3 Registro de Aceleración ciudad de Viña del Mar 2010, Componente E-W

5.3 REGLA DE HISTÉRESIS

El modelo de histéresis utilizado para representar la degradación de rigidez y modelar las rótulas plásticas de los elementos de la estructura es el modelo de Takeda modificado (Otani, 1974).

El modelo de histéresis de Takeda fue modificado por Otani y Litton. Ambos comprimieron la curva de envolvente con una sola esquina en el punto de fluencia y con 9 u 11 ciclos de histéresis. Por lo tanto, la curva envolvente resultante corresponde a una representación bilineal, como se muestra en la Figura 5.4. El modelo se encuentra definido por los siguientes parámetros: El factor α que controla la rigidez de la rama de descarga ($0.0 \leq \alpha \leq 0.5$), el factor β que controla la rigidez de la recarga ($0.0 \leq \beta \leq 0.6$), el factor de Ramberg-Osgood, r , que controla la pérdida de rigidez después de la fluencia, la rigidez inicial K_0 igual a rigidez efectiva y la rigidez de la rama de descarga K_u .

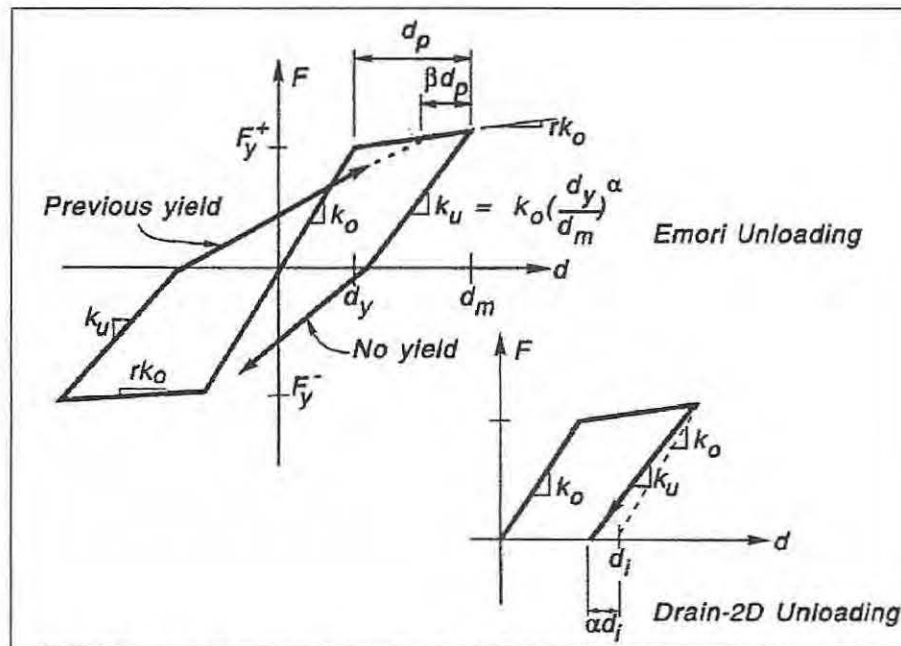


Figura 5.4 Modelo de Histéresis de Takeda modificado (Otani, 1974)

5.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.4.1 Desplazamientos Máximos

5.4.1.1 Desplazamientos Laterales Máximos para direcciones X e Y

Las figuras 5.5 y 5.6 representan la envolvente de desplazamientos laterales máximos, obtenidos a través del análisis no lineal realizado para los dos métodos de análisis sísmico en estudio (DBF y DDBD) para las direcciones X e Y. Para el caso del método DDBD se agregan adicionalmente los perfiles de desplazamiento obtenidos en la sección 4.2.1, con el fin de verificar si estos son sobrepasados por los desplazamientos inelásticos de la estructura.

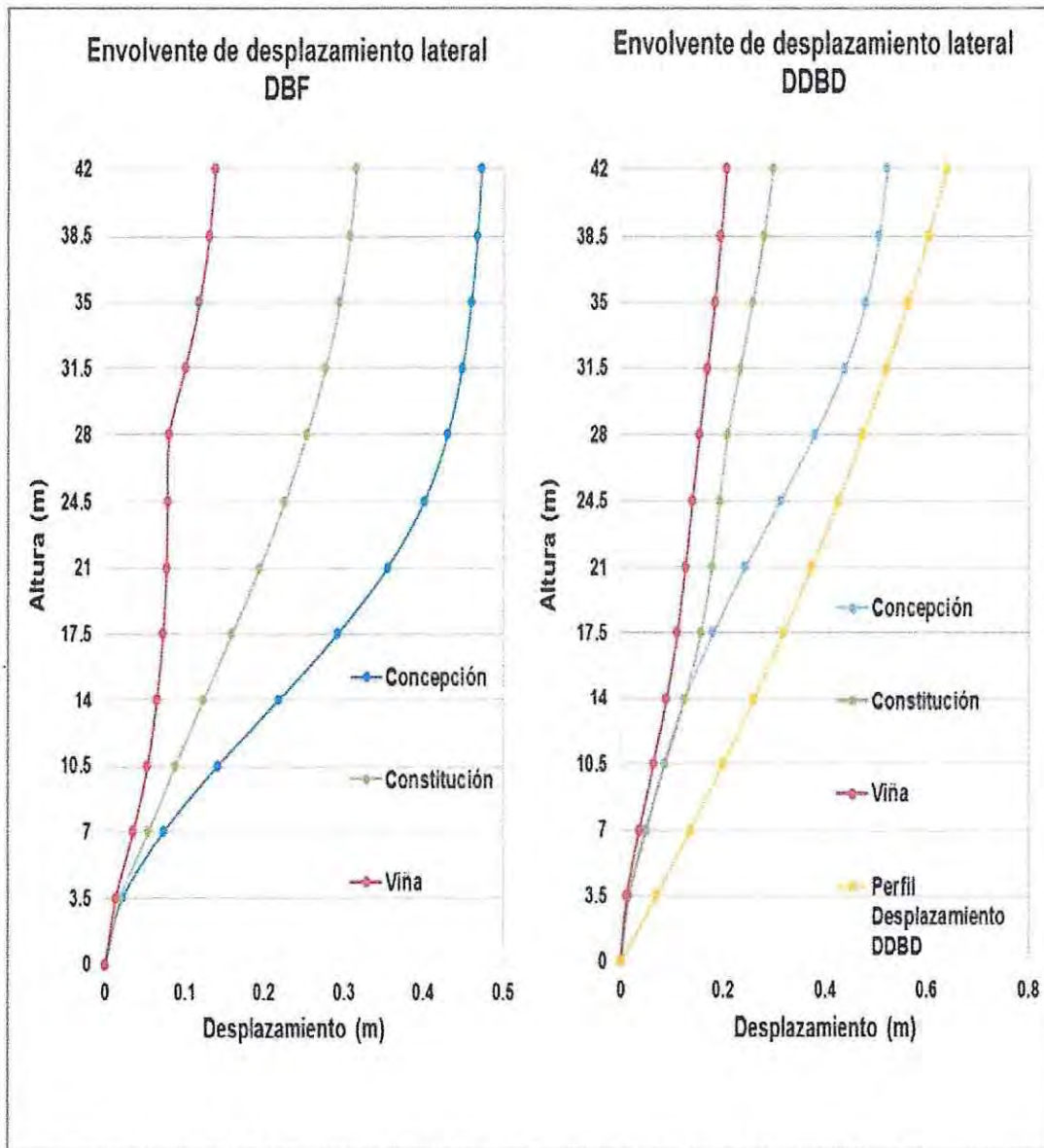


Figura 5.5 Envolvente de Desplazamiento lateral Máximo, Eje X

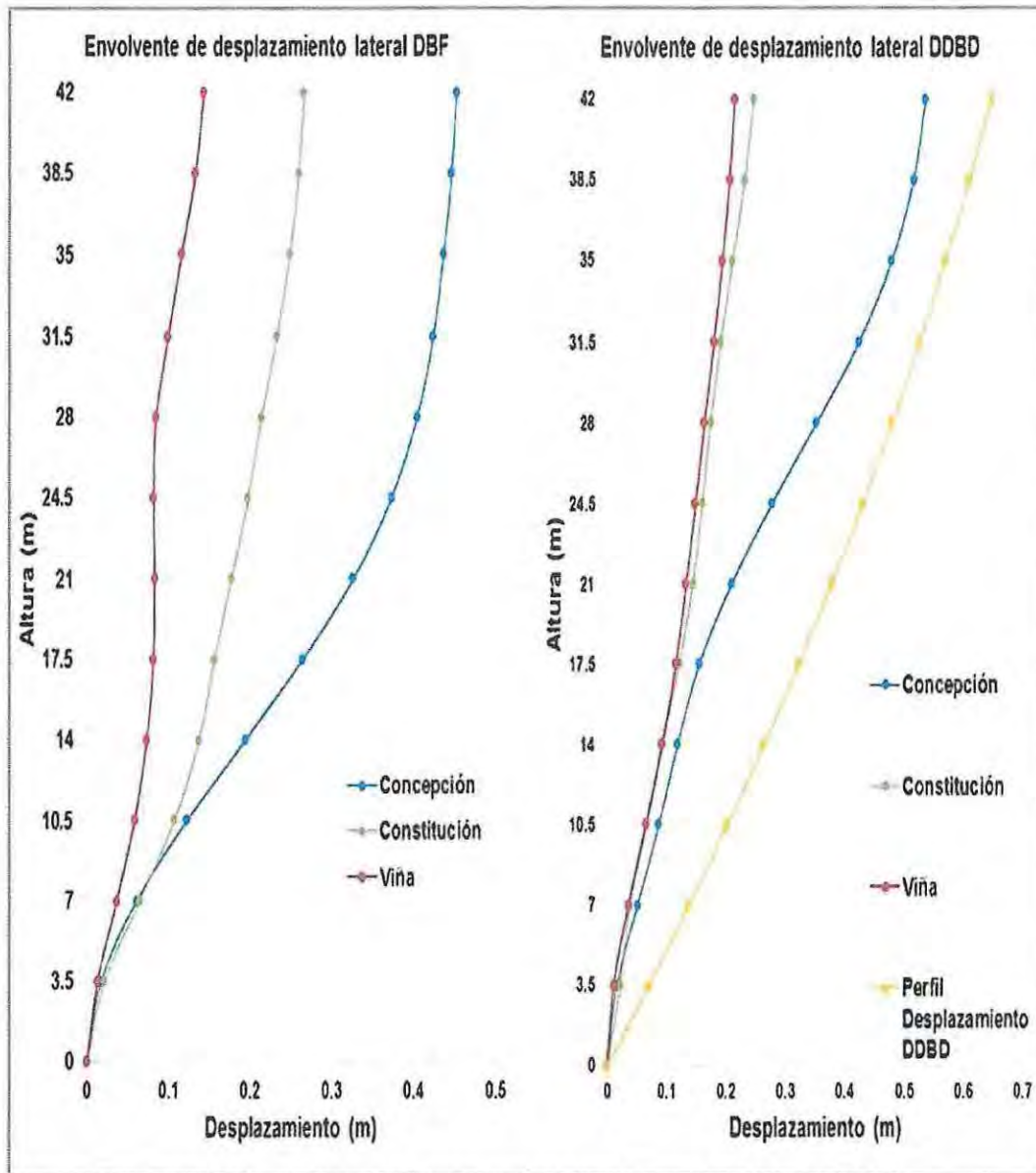


Figura 5.6 Envolverte de Desplazamiento lateral Máximo, Eje Y

A continuación se presentan la Tablas 5.1 y 5.2 las cuales muestran los máximos desplazamientos laterales en el techo de la estructura, obtenidos a través del análisis no lineal realizado a la estructura diseñada con los métodos DBF y DDBD con el fin de comparar dichos desplazamientos, los cuales se encuentran representados por las Figuras 5.5 y 5.6.

Como se puede apreciar en las figuras 5.5 y 5.6 el perfil de desplazamiento obtenido por el método DDBD en ningún caso es sobrepasado, dando a entender que este método admite un buen control en los desplazamientos de piso.

Tabla 5.1 Desplazamientos Laterales Máximos, DBF y DDBD Eje X

	Concepción	Constitución	Viña
Desplazamiento Máximo (m)	0.47	0.32	0.14
Desplazamiento Máximo en %H	1.13%	0.75%	0.33%
	Concepción	Constitución	Viña
Desplazamiento Máximo (m)	0.52	0.30	0.21
Desplazamiento Máximo en %H	1.24%	0.71%	0.49%

Tabla 5.2 Desplazamientos Laterales Máximos, DBF y DDBD Eje Y

	Concepción	Constitución	Viña
Desplazamiento Máximo (m)	0.45	0.27	0.14
Desplazamiento Máximo en %H	1.08%	0.63%	0.34%
	Concepción	Constitución	Viña
Desplazamiento Máximo	0.54	0.25	0.22
Desplazamiento Máximo en %H	1.28%	0.59%	0.51%

Como se puede apreciar en las Tablas 5.1 y 5.2, los desplazamientos laterales máximos obtenidos por los métodos de diseño DBF y DDBD son bastante similares en la dirección X. Mientras que los desplazamientos laterales máximos obtenidos en la dirección Y no son tan similares, salvo para el registro de Constitución.

La máxima demanda de desplazamiento se presenta para el registro de Concepción para ambos métodos de diseño en las direcciones de análisis X e Y.

5.4.1.2 Desplazamiento Relativo de Entrepiso direcciones X e Y (drifts)

A continuación se presentan las Figuras 5.7 y 5.8, las cuales muestran los desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos del análisis no lineal, para los métodos de diseños DBF y DDBD en las direcciones de análisis X e Y. Para el caso del método DDBD se agregan adicionalmente los desplazamientos relativos de entrepisos obtenidos en función de los perfiles de desplazamientos estimados en la sección 4.2.1, con el fin de verificar si estos son sobrepasados por los desplazamientos relativos de entrepiso inelásticos de la estructura.

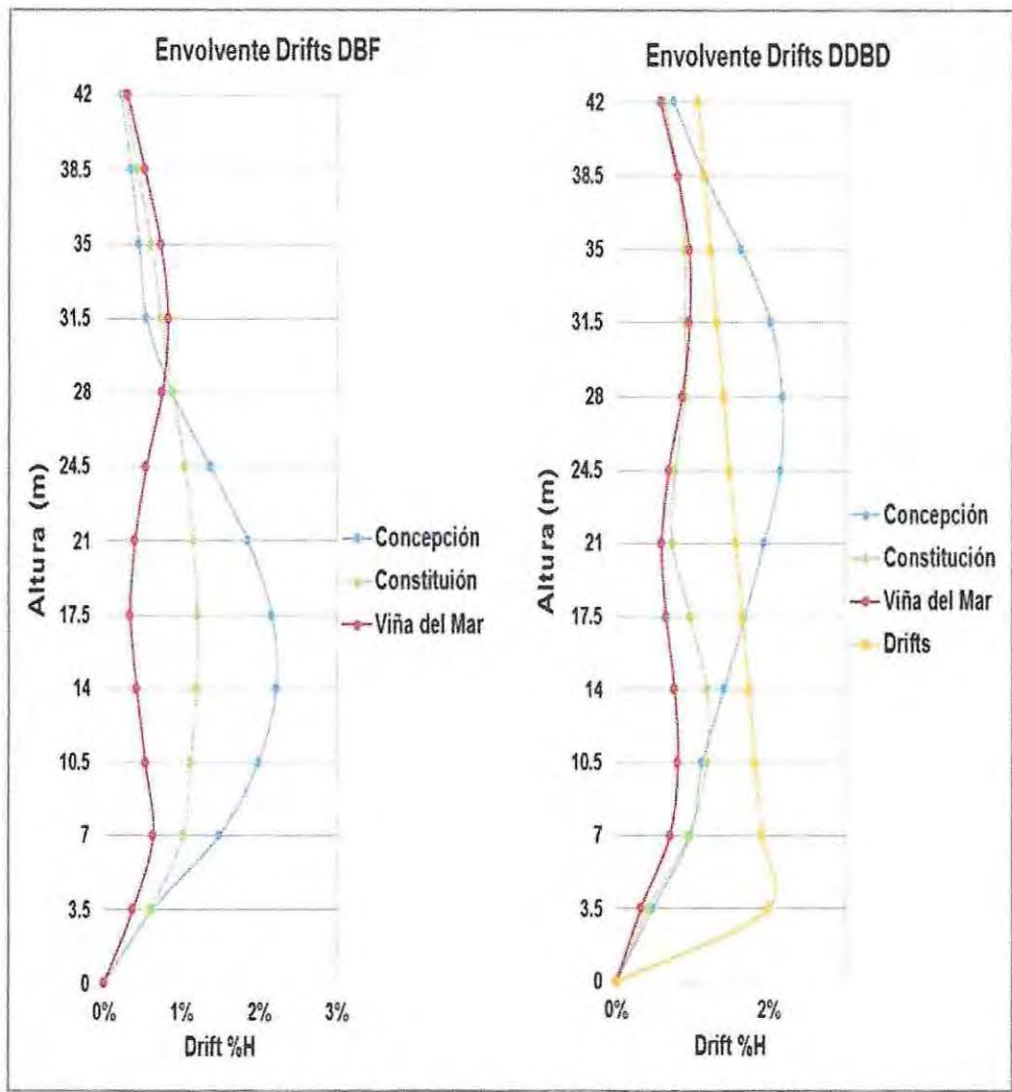


Figura 5.7 Envolverte de Drifts Máximo, Eje X

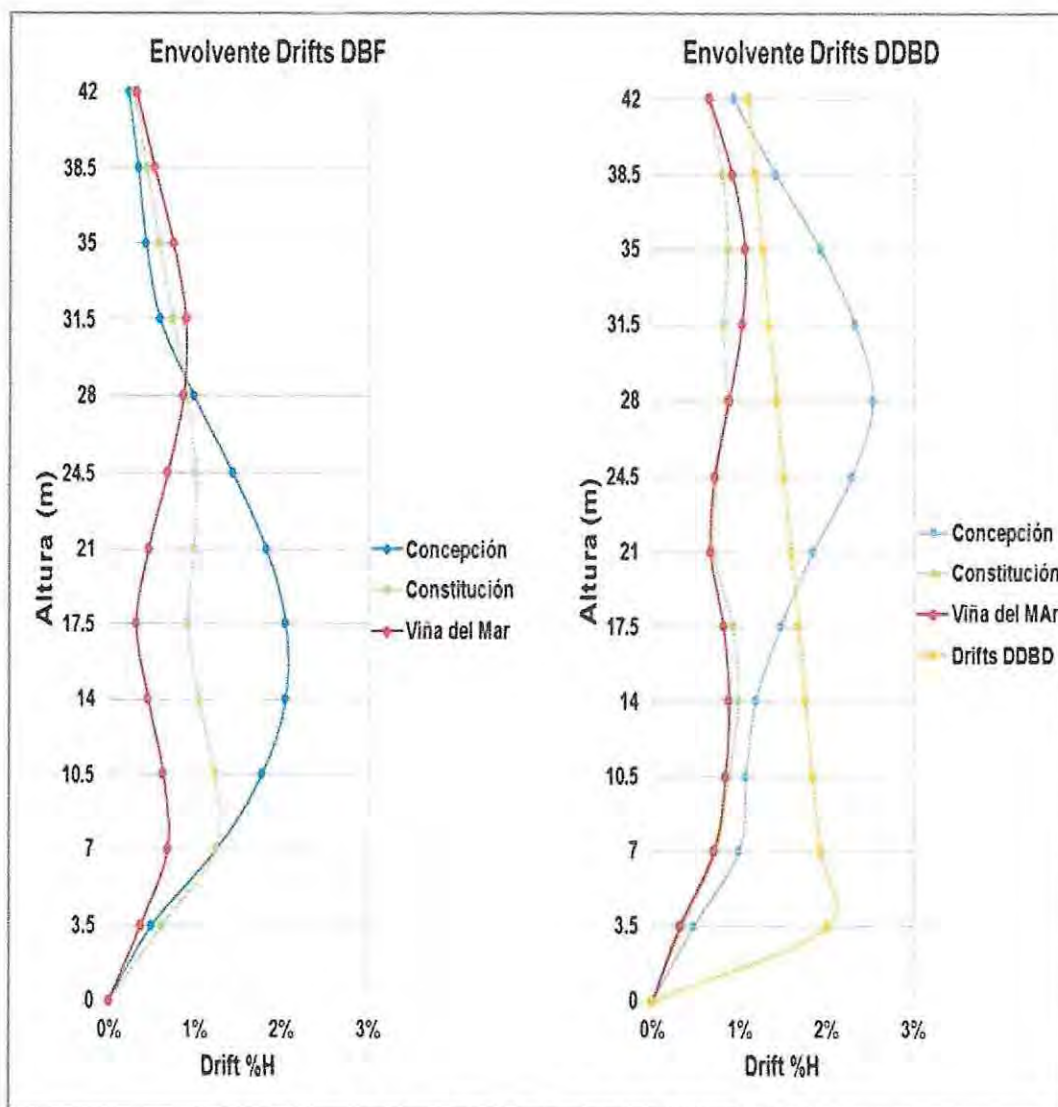


Figura 5.8 Envolverte de Drifts Máximo, Eje Y

Como es posible apreciar en las Figuras de envolvente de desplazamientos máximos (Figura 5.5 y Figura 5.6) y en las Figuras de envolvente de drifts máximos (Figura 5.7 y Figura 5.8), se podría considerar que la estructura se encuentra bajo la influencia de los modos superiores de vibrar. Esto se puede inferir al comparar el drift del perfil de desplazamientos obtenido a partir del método DDBD (curva amarilla) con los drifts obtenidos a partir de los distintos registros estudiados. Esto se puede concluir al entender que los drifts presentados por el método DDBD son los esperados para una estructura que se comporta de acuerdo al primer modo de vibrar (Priestley, *ét al*, 2007).

Existe una manera de comprobar la influencia de modos superiores en la estructura, lo cual es explicado brevemente a continuación.

La influencia de modos superiores en la estructura se puede comprobar aplicando la transformada de Fourier a los registros utilizados en el análisis no lineal. Obteniendo de esta manera el dominio de frecuencia de cada registro, para luego ver en qué punto del espectro de

Fourier se encuentran las frecuencias naturales de los modos superiores de la estructura (ambos método).

NOTA: Al ser la Transformada de Fourier un tema que no se contempla en el presente trabajo, no se explicará en detalle.

Los espectros utilizados a continuación, fueron obtenidos directamente del Trabajo de Título "Influencia del Contenido de Frecuencia de los Registros en la Respuesta de Estructuras de Hormigón Armado" de Matías Henríquez Uribe, 2013.

A continuación se presenta la Transformada de Fourier para cada registro utilizado en el análisis no lineal, graficando las frecuencias naturales de los principales modos de vibrar de la estructura para cada método en estudio (DBF y DDBD).

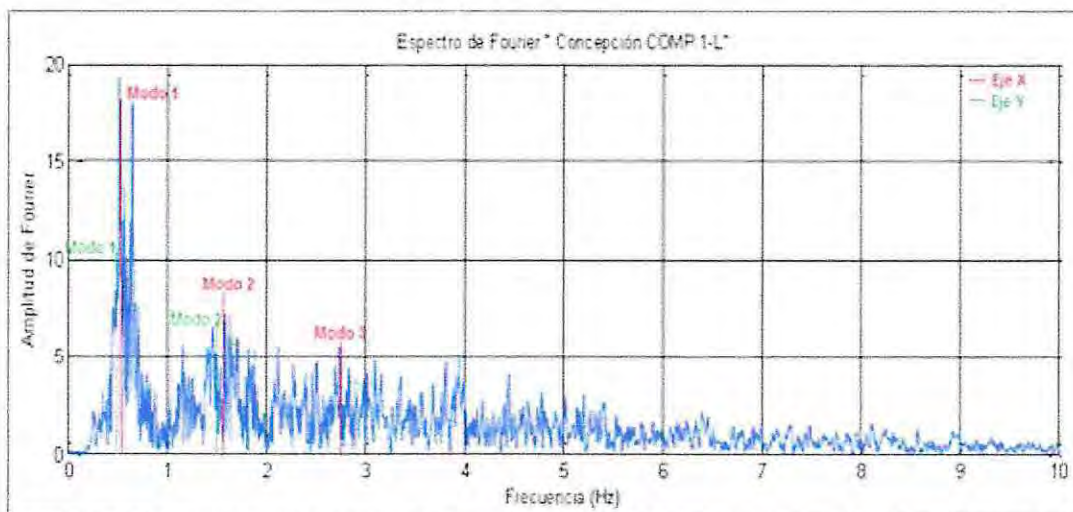


Figura 5.9 Espectro de Fourier Concepción y Frecuencia de modos de vibrar, DBF (Matías Henríquez, 2013)

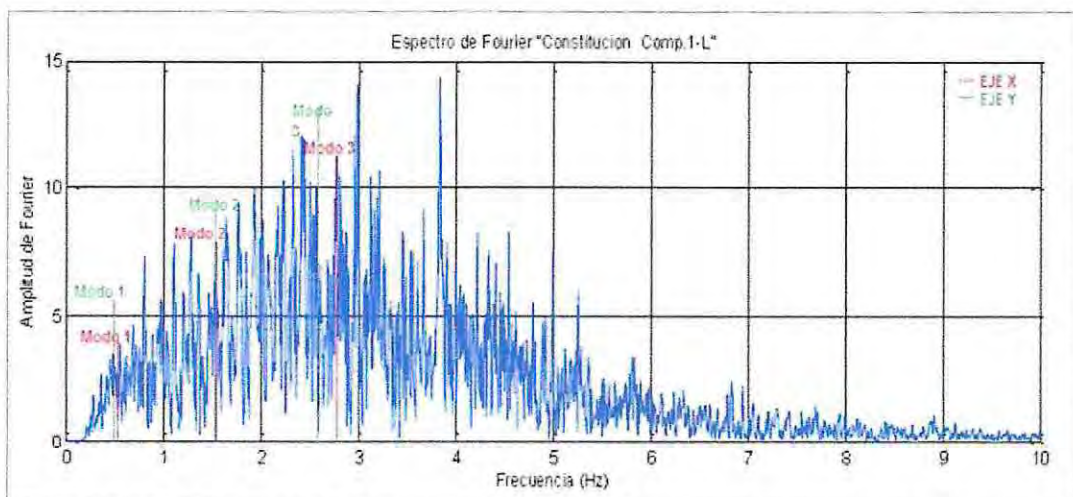


Figura 5.10 Espectro de Fourier Constitución y Frecuencia de modos de vibrar, DBF (Matías Henríquez, 2013)

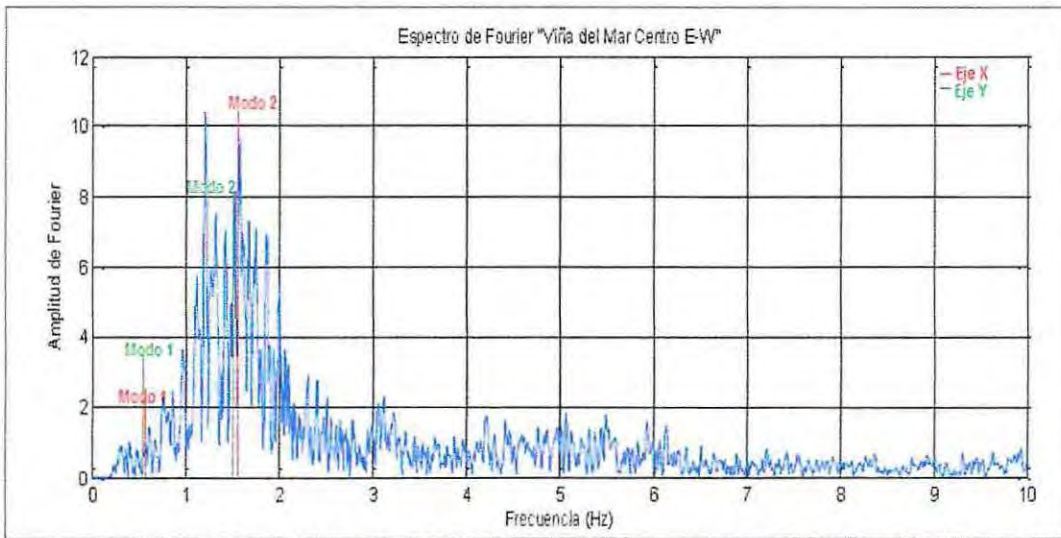


Figura 5.11 Espectro de Fourier Viña del Mar y Frecuencia de modos de vibrar, DBF
(Matías Henríquez, 2013)

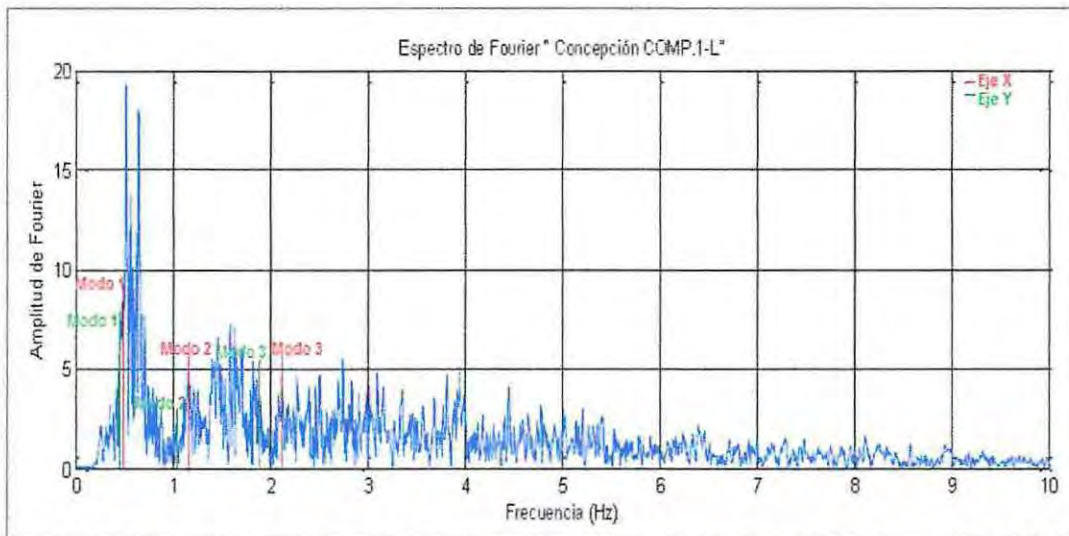


Figura 5.12 Espectro de Fourier Concepción y Frecuencia de modos de vibrar, DDBD
(Matías Henríquez, 2013)

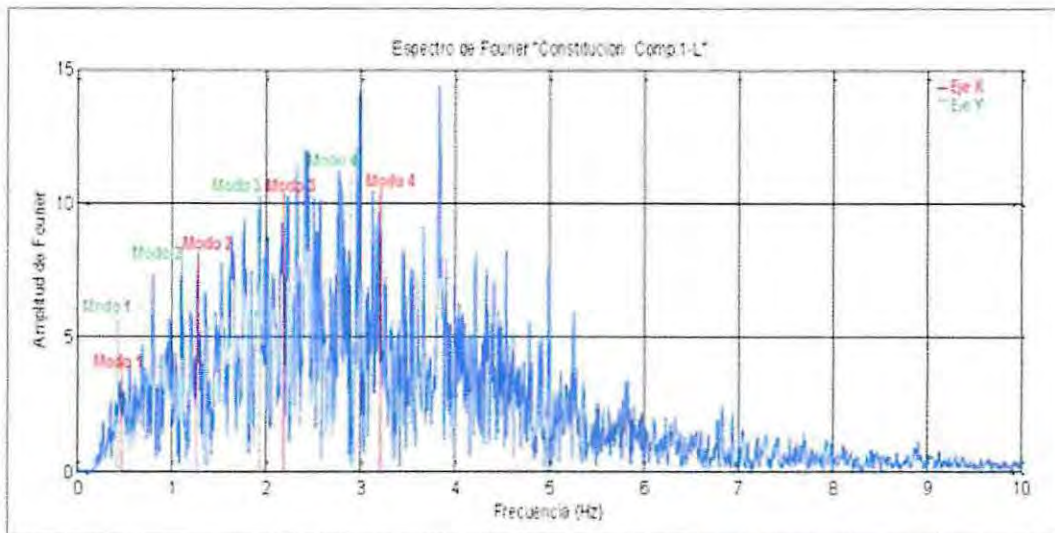


Figura 5.13 Espectro de Fourier Constitución y Frecuencia de modos de vibrar, DDBD
(Matías Henríquez, 2013)

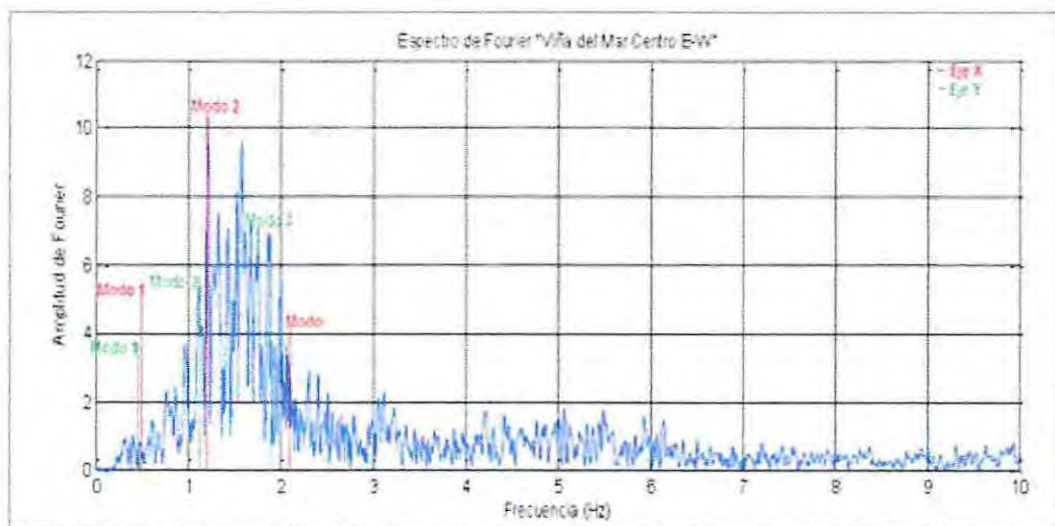


Figura 5.14 Espectro de Fourier Viña del Mar y Frecuencia de modos de vibrar, DDBD
(Matías Henríquez, 2013)

Como es posible apreciar en las figuras anteriores (Figuras 5.9; 5.10; 5.11; 5.12; 5.13; 5.14) las frecuencias naturales de los modos superiores de la estructura se encuentran cercana a algunos de los peaks de los Espectros de Fourier. Sobresaliendo el espectro de Constitución el cual posee un amplio contenido de frecuencia siendo este el más influenciado por los modos superiores, mientras que para el registro de Viña del Mar los segundos modos de vibrar (eje X e Y) se encuentra muy cercano al peak del registro, demostrando la influencia de los modos superiores para este, siendo el registro de Concepción el menos influenciado.

En conclusión, existe una influencia importante de los modos superiores sobre la estructura para ambos métodos en estudio, producto de las frecuencias naturales de los modos superiores de la estructura, demostrándose de esta manera que la deformada de la estructura se encuentra influenciada éstos.

5.4.2 Demanda de Corte

En esta sección se presentan los cortes obtenidos a través del análisis no lineal, para cada registro utilizado y son comparados con los cortes de diseño (V_n) de los métodos DBF y DDBD.

5.4.2.1 Demanda de corte método DBF

A continuación se presentan los diagramas de corte para las columnas 1, 2 obtenidos a través del análisis no lineal realizado con los registros tiempo-historia presentados en la sección 5.2. Los cuales son comparados con el corte de diseño obtenido mediante el método DBF.

Estos diagramas de corte se presentan para las direcciones X e Y respectivamente.

En las Figuras 5.15; 5.16; 5.17 y 5.18 se presentan los diagramas de corte obtenidos para las columnas 1 y 2, en los cuales se puede apreciar como el corte de diseño no es sobrepasado en ningún caso por los corte demandado producto del análisis no lineal.

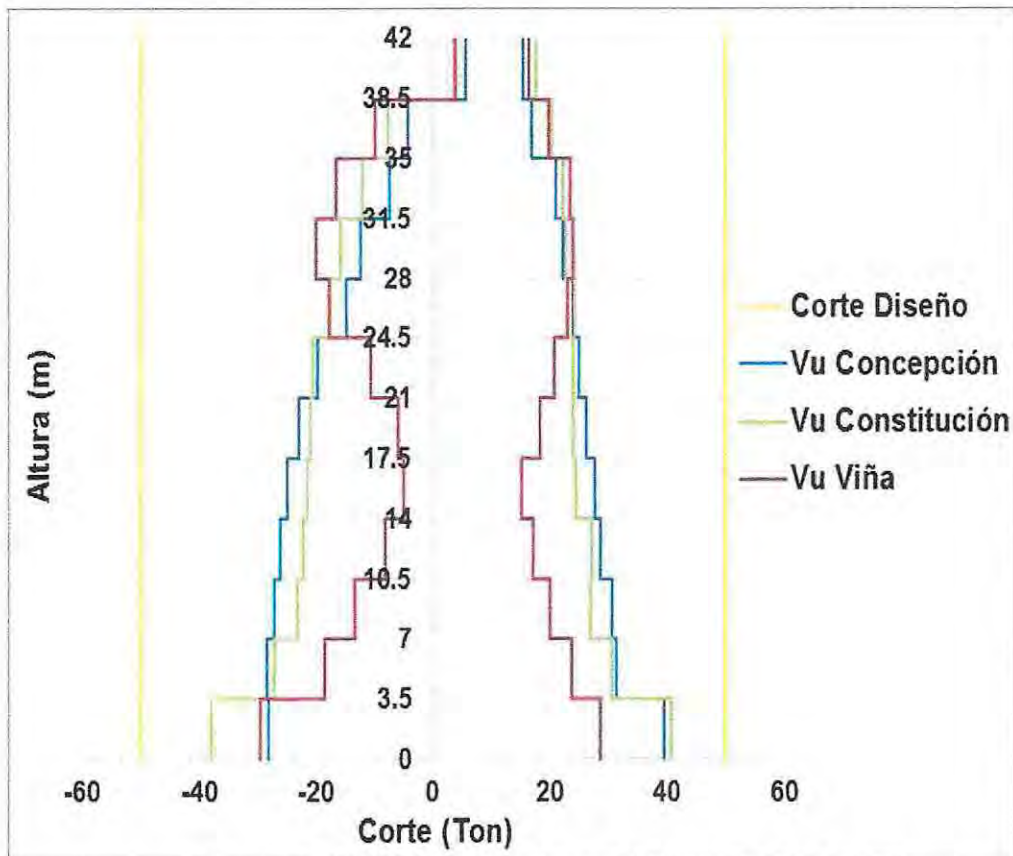


Figura 5.15 Diagrama de Corte Columna 1, DBF Eje X

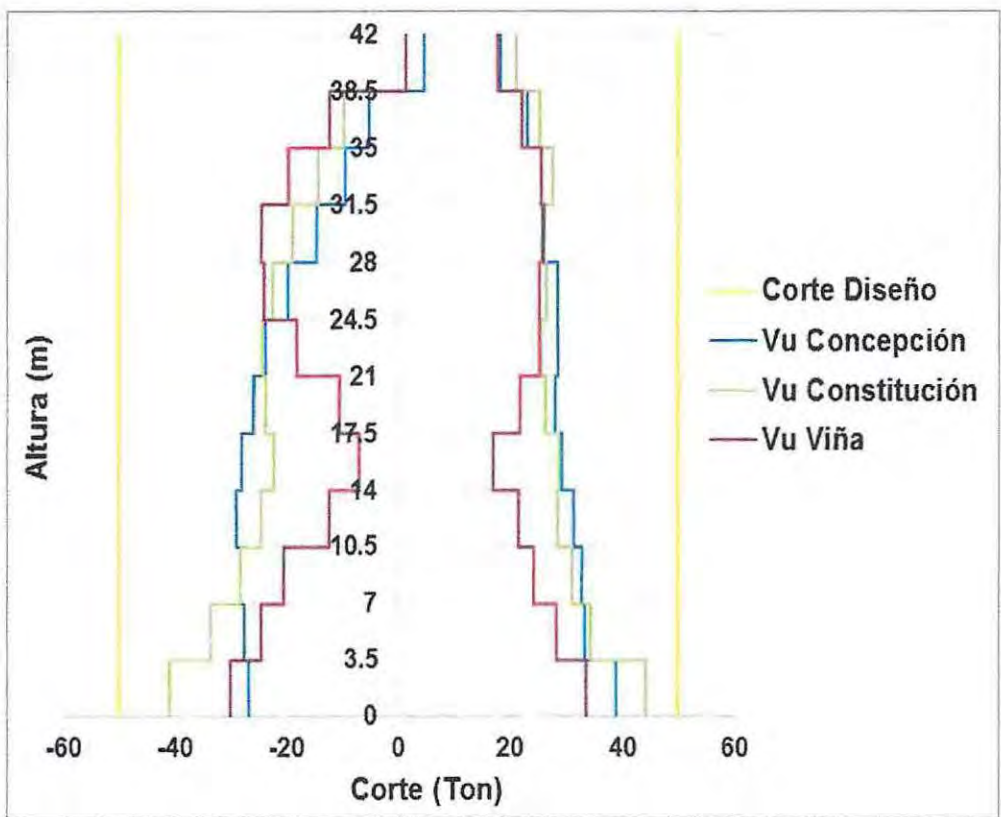


Figura 5.16 Diagrama de Corte Columna 1, DBF Eje Y

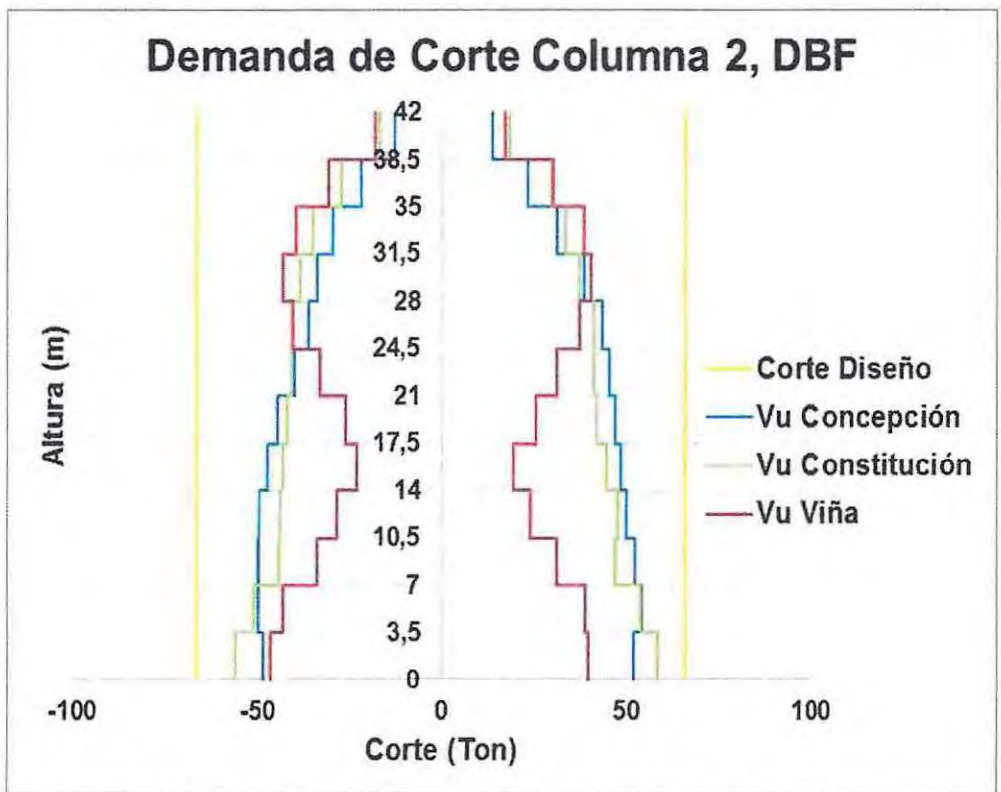


Figura 5.17 Diagrama de Corte Columna 2, DBF Eje X

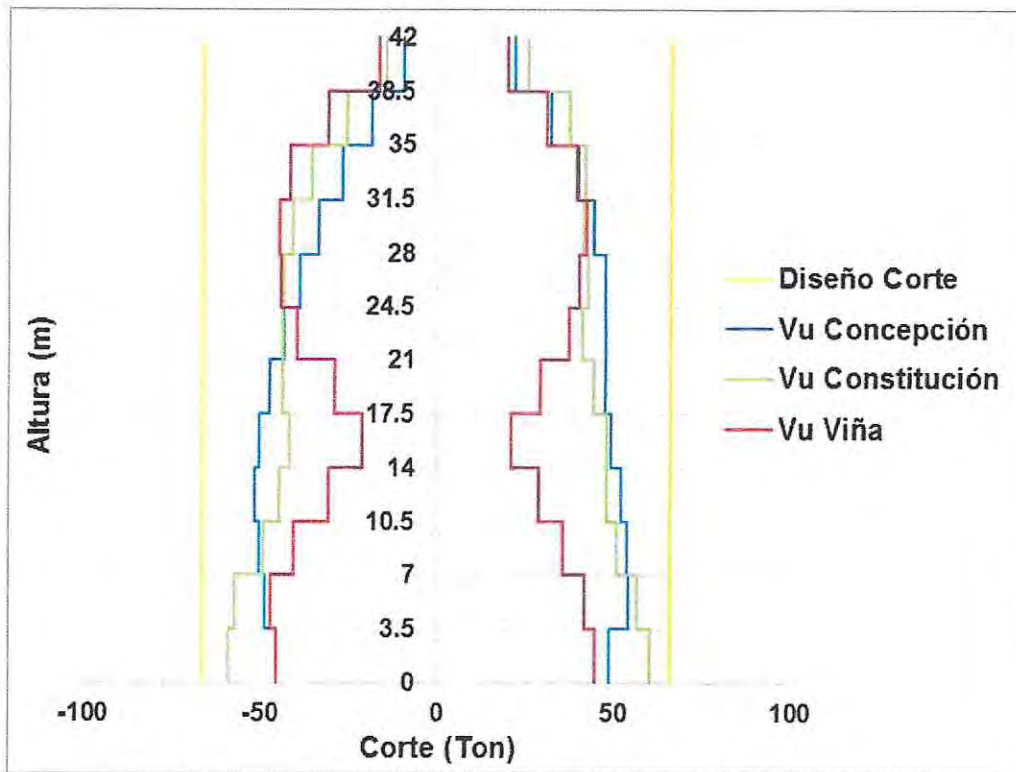


Figura 5.18 Diagrama de Corte Columna 2, DBF Eje Y

A continuación en las Tablas 5.3 y 5.4 se muestran los resultados de corte para las vigas 1 ;1a; 2 y 2a obtenidos a través de los registros sísmicos antes mencionados, estos cortes son comparados con los cortes de diseño calculados en la Tabla 3.8.

Tabla 5.3 Cortes Solicitados
Metodo DBF, Eje X

Piso	ϕV_n	Viga 1			Viga 1a			$V_u \leq \phi V_n$
		Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	
1	43	30	30	27	30	30	27	Cumple
2	43	31	31	29	31	31	29	Cumple
3	43	31	31	29	31	31	29	Cumple
4	43	31	31	28	31	31	28	Cumple
5	43	32	30	27	32	30	27	Cumple
6	43	32	29	27	32	29	27	Cumple
7	43	27	25	24	27	25	24	Cumple
8	43	27	25	25	27	25	25	Cumple
9	43	27	26	26	27	26	26	Cumple
10	43	26	25	25	26	25	25	Cumple
11	43	25	24	24	25	24	24	Cumple
12	43	22	22	21	22	22	21	Cumple

**Tabla 5.4 Cortes Solicitados
Metodo DBF, Eje Y**

Piso	ϕV_n	Viga 2			Viga 2a			$V_u \leq \phi V_n$
		Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	
1	46	39	40	36	38	39	36	Cumple
2	46	40	40	37	39	39	37	Cumple
3	46	41	40	35	40	39	35	Cumple
4	46	41	39	29	40	38	29	Cumple
5	46	41	39	30	40	38	30	Cumple
6	46	40	39	35	40	38	35	Cumple
7	46	40	39	39	39	38	38	Cumple
8	46	38	39	39	38	38	38	Cumple
9	46	35	36	39	34	36	38	Cumple
10	46	30	34	36	30	34	36	Cumple
11	46	25	29	31	25	29	31	Cumple
12	46	20	22	23	20	22	23	Cumple

Se puede apreciar en las Tablas 5.3 y 5.4 como los cortes últimos solicitados en las vigas no sobrepasan los cortes de diseño para ninguna de las dos direcciones en estudio.

5.4.2.2 Demanda de corte método DDBD

A continuación se presentan los diagramas de corte para las columnas 1 y 2 obtenidos a través del análisis no lineal realizado con los registros Tiempo-Historia presentados en la sección 5.2. Los cuales son comparados con el corte de diseño obtenido mediante el método de diseño DDBD.

Estos diagramas de corte se presentan para las direcciones X e Y respectivamente.

En las Figuras 5.19; 5.20; 5.21 y 5.22 se presentan los diagramas de corte obtenidos para las columnas 1 y 2, en los cuales se puede apreciar como el corte de diseño no es sobrepasado en ningún caso por los corte demandado producto del análisis no lineal.

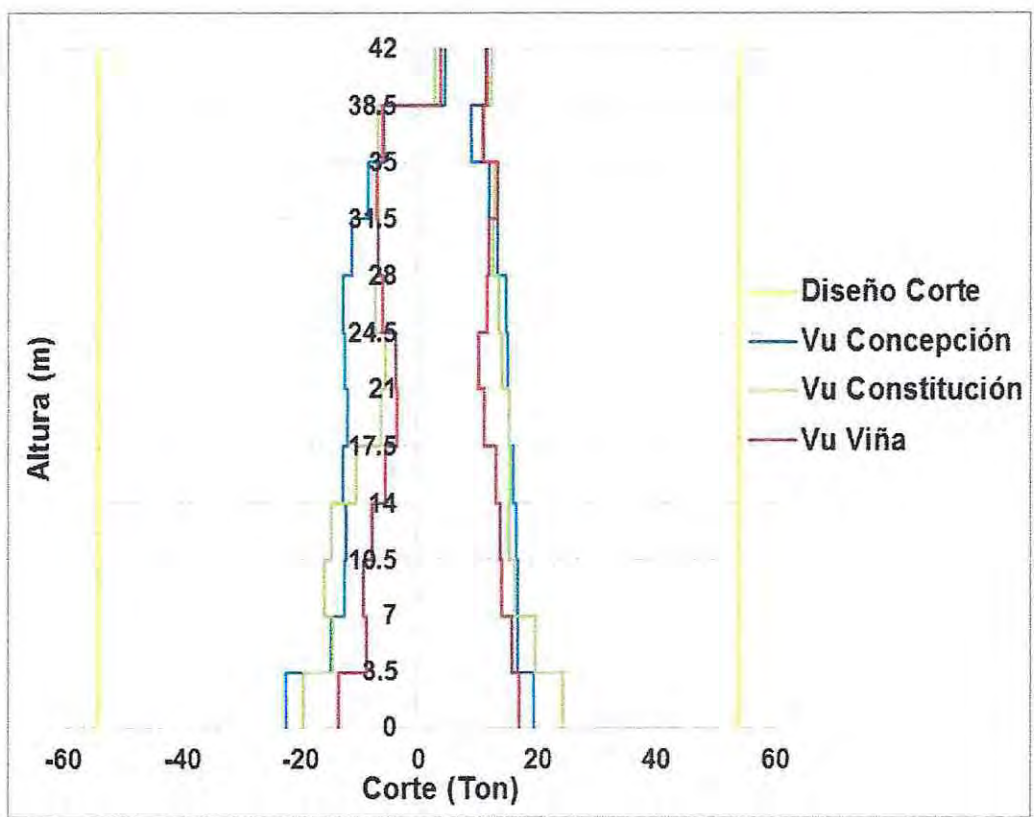


Figura 5.19 Diagrama de Corte Columna 1, DDBD Eje X

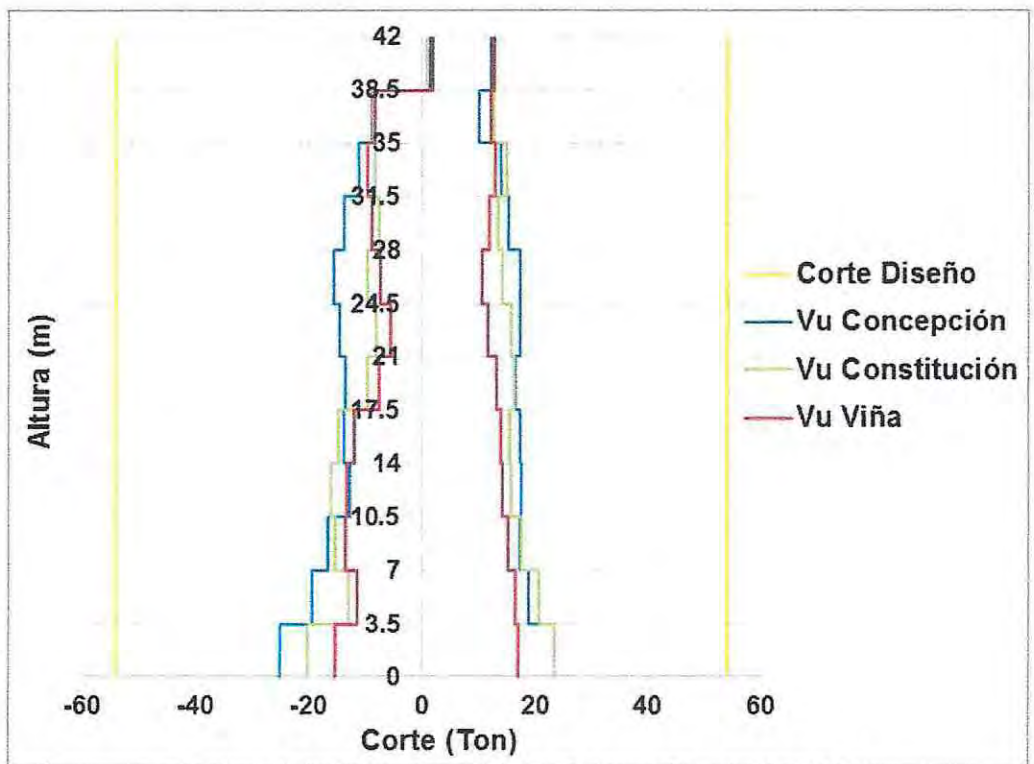


Figura 5.20 Diagrama de Corte Columna 1, DDBD Eje Y

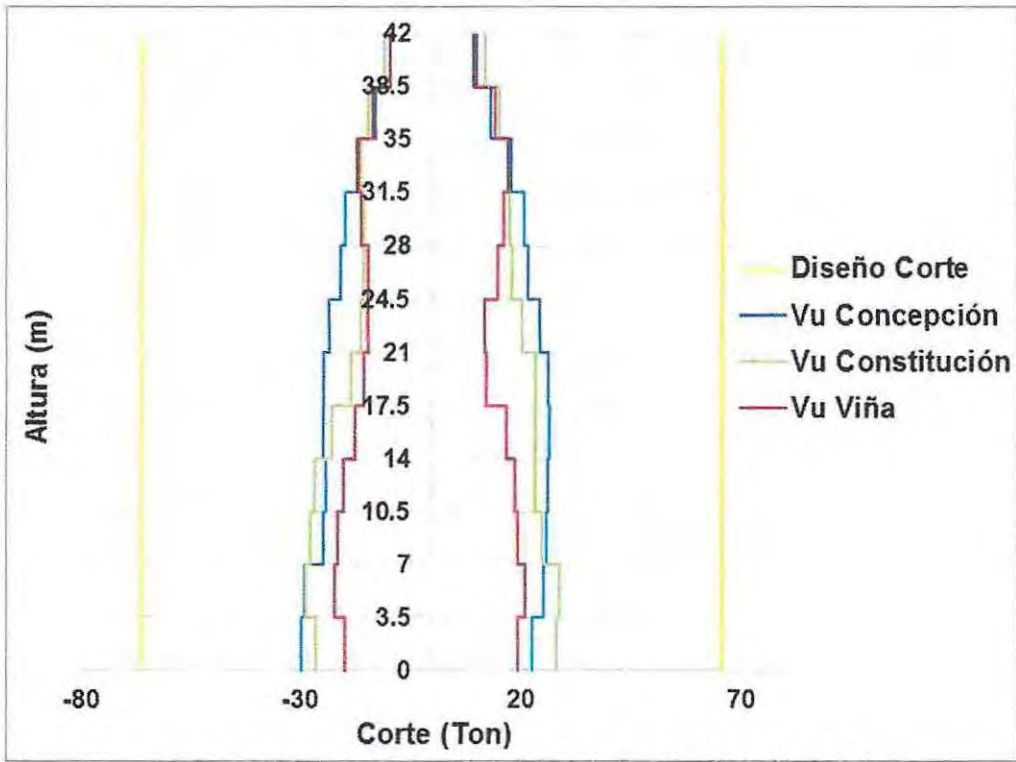


Figura 5.21 Diagrama de Corte Columna 2, DDBD Eje X

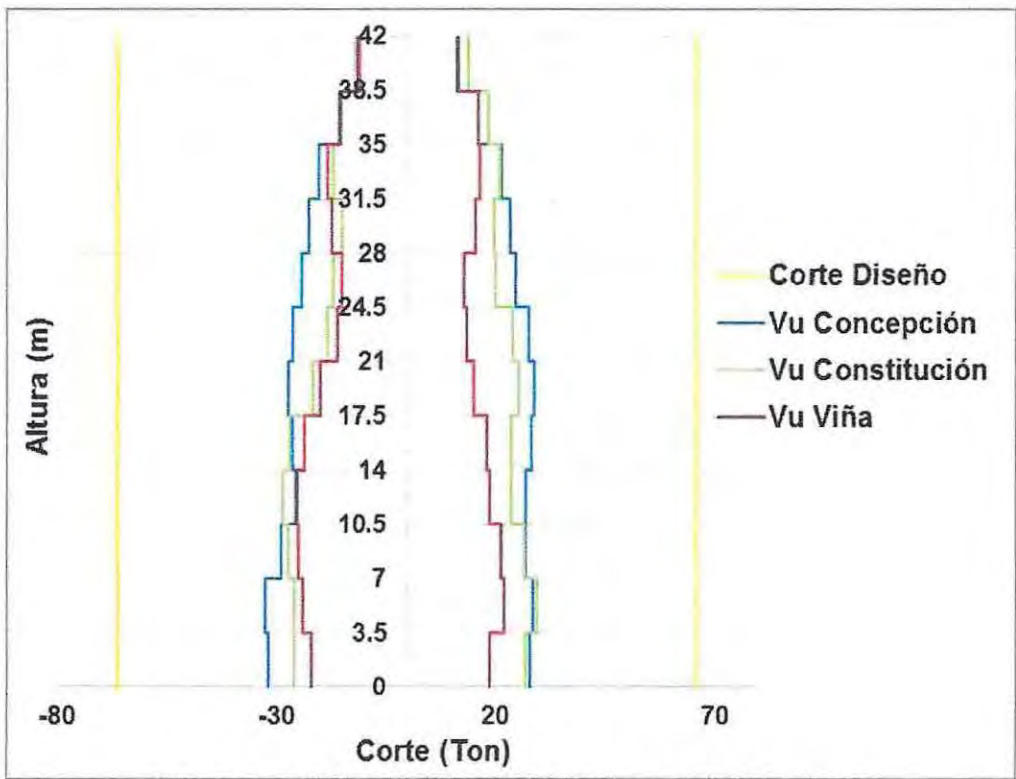


Figura 5.22 Diagrama de Corte Columna 2, DDBD Eje Y

A continuación en las Tablas 5.5 y 5.6 se muestran los resultados de corte para las vigas 1 ;1a; 2 y 2a obtenidos a través de los registros sísmicos antes mencionados, estos cortes son comparados con los cortes de diseño calculados en las Tablas 4.14 y 4.15.

**Tabla 5.5 Cortes Solicitados
Metodo DDBD, Eje X**

Piso	ϕV_n	Viga 1			Viga 1a			$V_u \leq \phi V_n$
		Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	
1	40	30	30	27	30	30	27	Cumple
2	40	31	31	29	31	31	29	Cumple
3	40	31	31	29	31	31	29	Cumple
4	40	31	31	28	31	31	28	Cumple
5	40	32	30	27	32	30	27	Cumple
6	40	32	29	27	32	29	27	Cumple
7	33	27	25	24	27	25	24	Cumple
8	33	27	25	25	27	25	25	Cumple
9	33	27	26	26	27	26	26	Cumple
10	33	26	25	25	26	25	25	Cumple
11	33	25	24	24	25	24	24	Cumple
12	33	22	22	21	22	22	21	Cumple

**Tabla 5.6 Cortes Solicitados
Metodo DDBD, Eje Y**

Piso	ϕV_n	Viga 2			Viga 2a			$V_u \leq \phi V_n$
		Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	Vu Concepción	Vu Constitución	Vu Viña	
1	36	28	26	25	28	26	25	Cumple
2	36	29	28	27	29	28	27	Cumple
3	36	29	29	28	29	29	28	Cumple
4	36	29	29	28	29	29	28	Cumple
5	36	29	28	27	29	28	27	Cumple
6	36	30	27	26	30	27	26	Cumple
7	29	25	23	22	25	23	22	Cumple
8	29	25	23	23	25	23	23	Cumple
9	29	25	23	24	25	23	24	Cumple
10	29	24	23	23	24	23	23	Cumple
11	29	24	22	22	24	22	22	Cumple
12	29	21	20	20	21	20	20	Cumple

Se puede apreciar en las Tablas 5.5 y 5.6 como los cortes últimos solicitados en las vigas no sobrepasan los cortes de diseño para ninguna de las dos direcciones en estudio.

5.4.3 Demanda de Ductilidad

En la presente sección se presenta la demanda de desplazamientos para los diferentes elementos que conforman la estructura estudiada, y para esto se utiliza el concepto de ductilidad o dicho de otra manera capacidad de deformación inelástica.

Las curvas de histéresis que se presentan en esta sección fueron obtenidas para el registro de Concepción, esto se debe a que este registro es el que produce la mayor demanda de desplazamiento absoluto y de entrepiso en la estructura.

Las curvas de histéresis resultantes para las columnas no son de interés en este análisis, esto se debe a que no poseen una incursión no lineal. Esto quiere decir que las columnas poseen una respuesta elástica a la demanda de desplazamientos impuestas por los registros.

Las figuras mostradas en esta sección corresponden a la curva idealizada utilizada para el diseño de elementos y su deformación unitaria máxima corresponde al 6% (falla), que en las siguientes figuras corresponde al final de la curva (0,06 y -0,06).

5.4.3.1 Demanda de Ductilidad Método DBF

La demanda de ductilidad se realiza a las vigas 1, 1a en el eje X y Vigas 2, 2a para el eje Y, al ser estas vigas gemelas entre los distintos pisos, se seleccionó el piso en cual existe la mayor deformación de entre piso esperando una mayor deformación en los elementos.

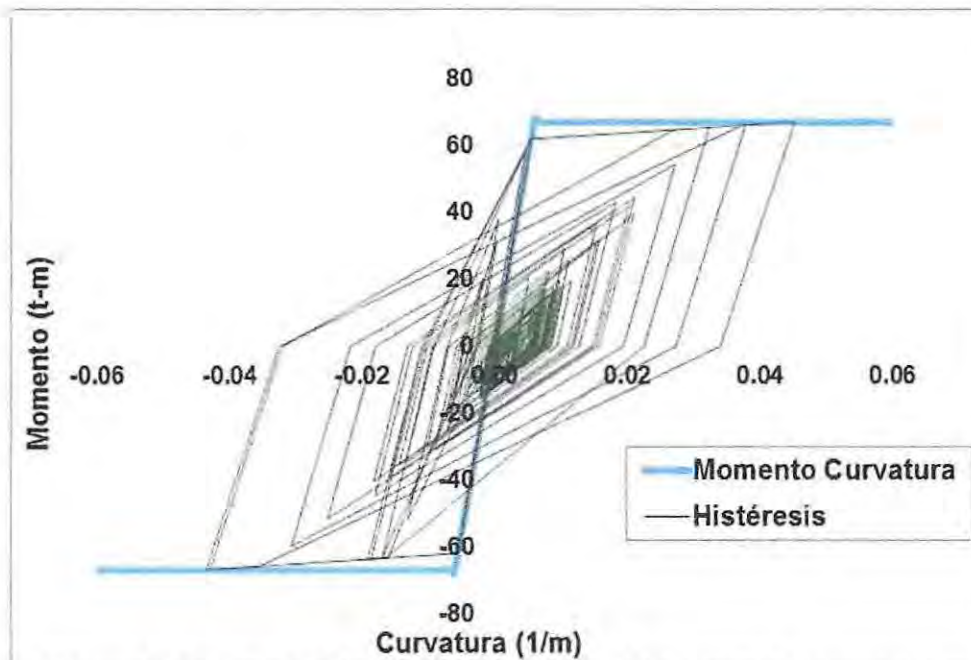


Figura 5.23 Curva de Histéresis Viga 1 piso 4, Registro de Concepción

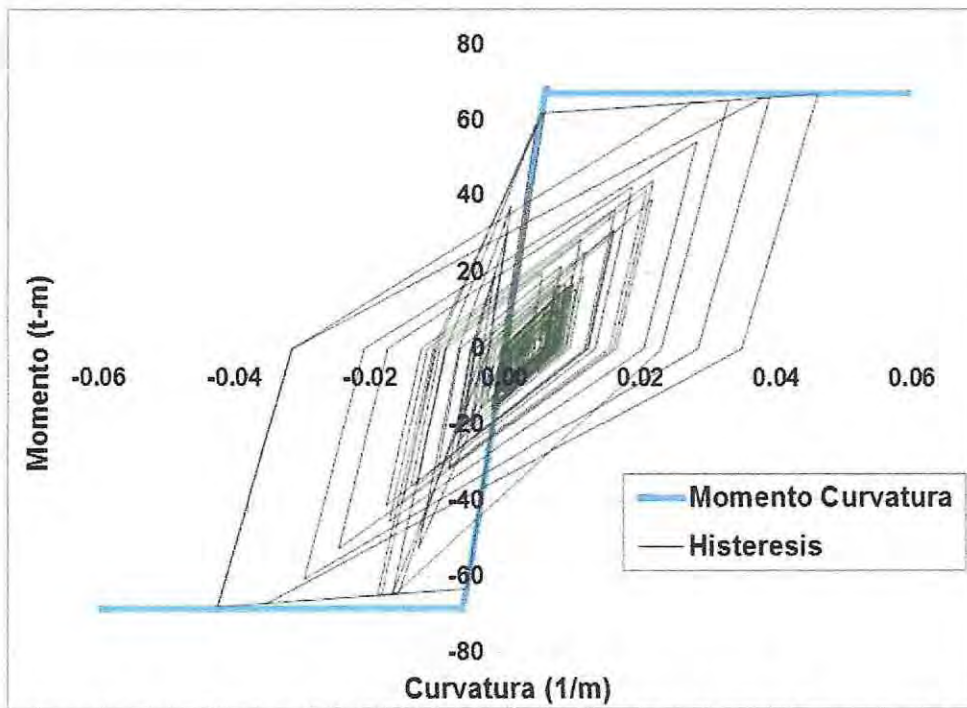


Figura 5.24 Curva de Histéresis Viga 1a piso 4, Registro de Concepción

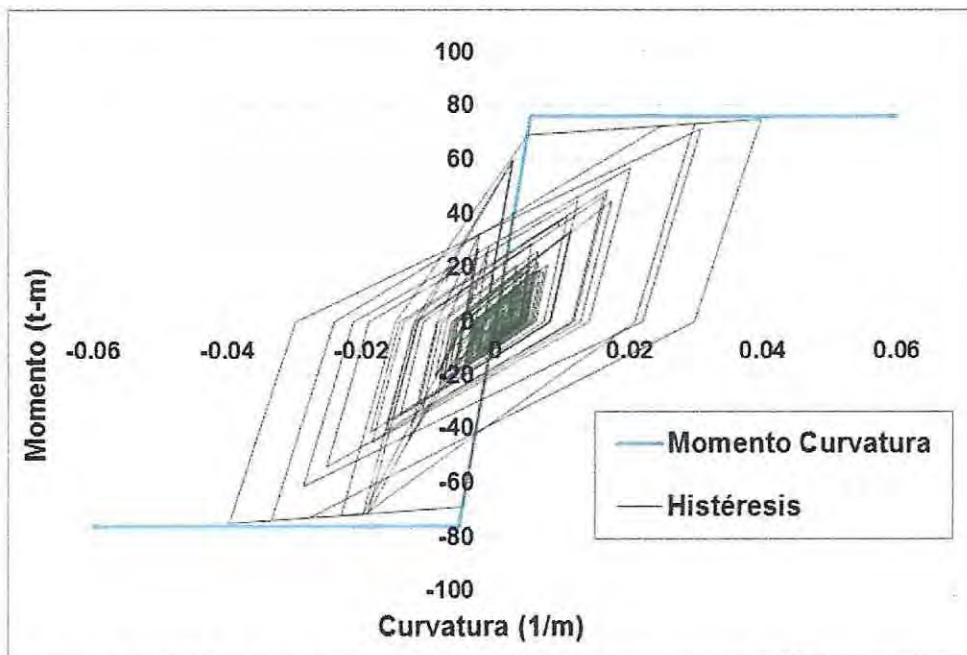


Figura 5.25 Curva de Histéresis Viga 2 piso 4, Registro de Concepción

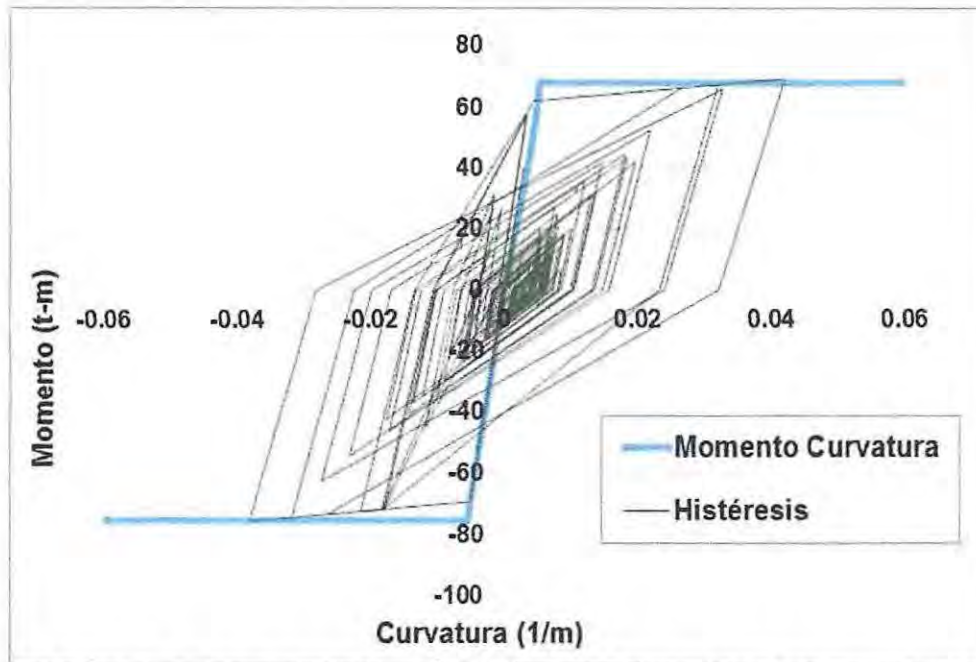


Figura 5.26 Curva de Histéresis Viga 2a piso 4, Registro de Concepción

En las figuras 5.23; 5.24; 5.25; 5.26 se puede apreciar como las vigas han excedido la curvatura de fluencia sin sobrepasar el punto de falla, en respuesta a la acción sísmica producida por el registro de concepción.

5.4.3.2 Demanda de Ductilidad Método DDBD

La demanda de ductilidad se realiza a las vigas 1a, pisos 6 y 8 en el eje X y Vigas 2a, pisos 6 y 8 para el eje Y. Esto son los pisos donde existe un mayor desplazamiento de entrepiso.

Para el método DDBD las cuantías de acero longitudinal de las vigas es igual para los primeros 6 pisos y cambia en el séptimo piso en adelante (ver Tabla 4.12 y 4.13) para ambas direcciones en estudio, es por esta razón que se realizan diagrama de histéresis a vigas de pisos distintos.

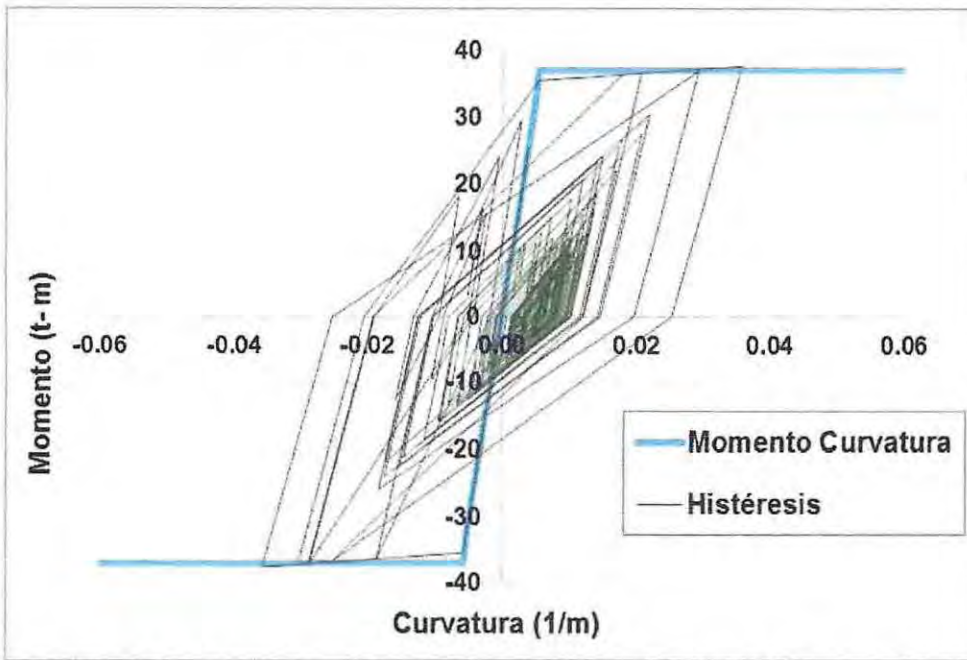


Figura 5.27 Curva de Histéresis Viga 1 piso 6, Registro de Concepción

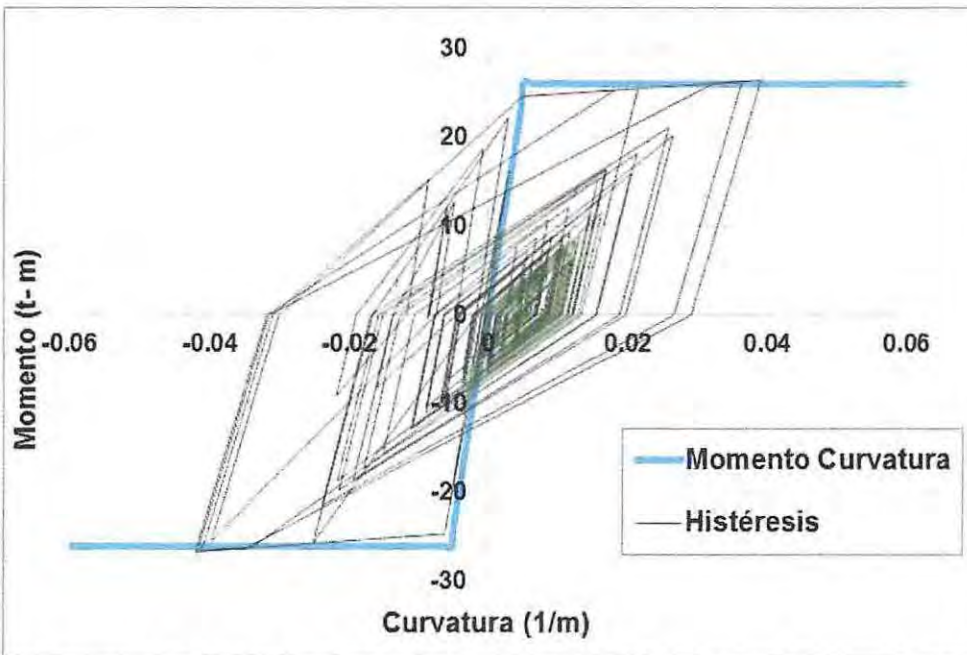


Figura 5.28 Curva de Histéresis Viga 1a piso 8, Registro de Concepción

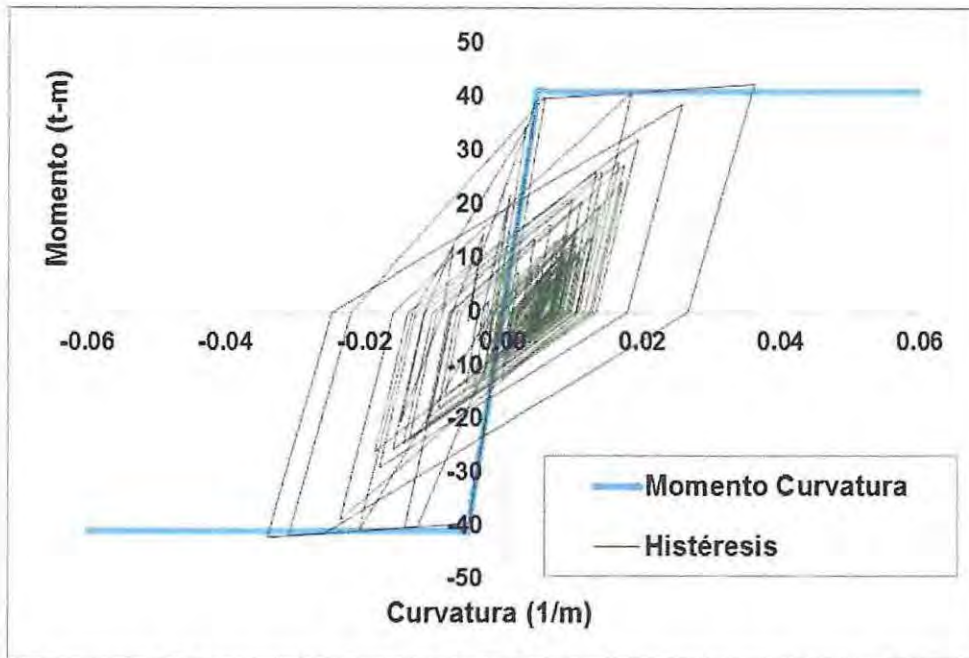


Figura 5.29 Curva de Histéresis Viga 2 piso 6, Registro de Concepción

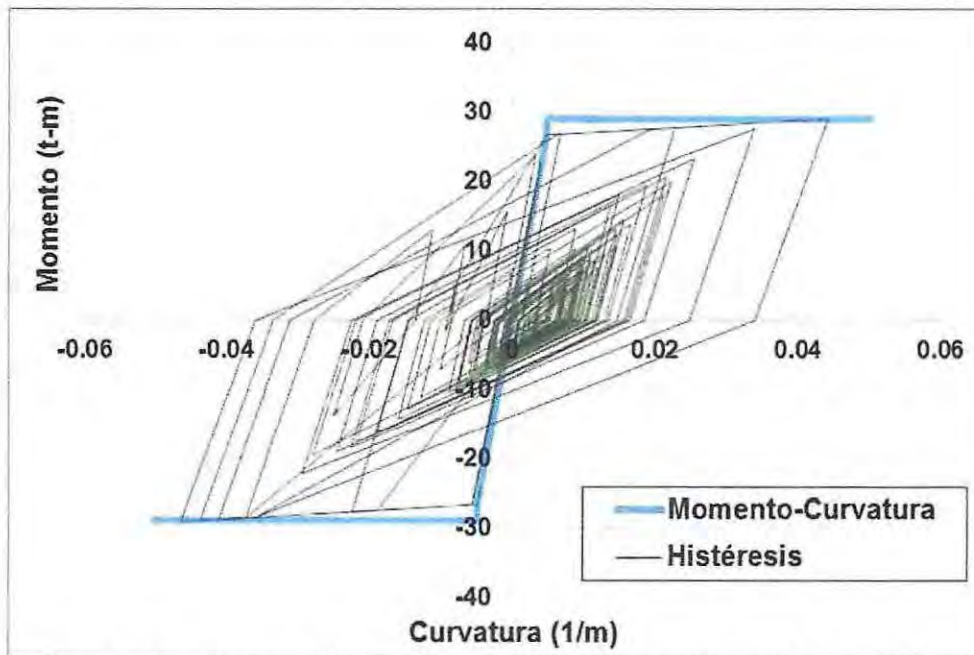


Figura 5.30 Curva de Histéresis Viga 2a piso 8, Registro de Concepción

En las figuras 5.27; 5.28; 5.29; 5.30 se puede apreciar como las vigas han excedido la curvatura de fluencia de los elementos sin llegar al punto de falla, en respuesta a la acción sísmica producida por el registro de concepción.

CAPITULO VI

6 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

De acuerdo al análisis no-lineal tiempo-historia realizado a la estructura diseñada, según los métodos DBF y DDBD, se puede concluir lo siguiente:

La demanda de desplazamiento, obtenida de acuerdo al Decreto Supremo N°61 (DS N°61), no fue superada por los desplazamientos inducidos por los registros, para ningún método en estudio; en éste sentido, el DS N°61 entrega una buena aproximación a los desplazamientos esperados siendo incluso conservador para el caso estudiado.

Las demandas de desplazamientos máximos obtenidas son bastante similares entre los métodos estudiados, resultando un poco mayor para el método DDBD. Estas diferencias se pueden asociar a que la estructura resultante a diseñar con el método DDBD es levemente más flexible que la diseñada con el método DBF.

Para el caso en estudio, las cuantías de refuerzo obtenidas al aplicar el diseño DBF resultan ser el doble que las obtenidas del diseño DDBD. Por lo tanto, al ser dos estructuras de idénticas dimensiones, se infiere que el desempeño no depende de la cantidad de refuerzo.

A continuación se presenta una tabla con las demandas de ductilidad de curvatura máxima en vigas para cada método:

Método	Demanda de Ductilidad de curvatura máxima en Vigas			
	Viga 1	Viga 1a	Viga 2	Viga 2a
DBF	7.43	8.11	8.64	7.93
DDBD	6.87	5.93	5.93	6.41

Como es posible apreciar en la Tabla anterior, la demanda de ductilidad de curvatura máxima es bastante parecida para ambos métodos, siendo un poco menor para el método DDBD.

El método de diseño DDBD admite un buen control de deformaciones laterales de piso, esto se puede concluir al ver las Figuras 5.5 y 5.6, en las cuales se aprecia como los desplazamientos de diseño en ningún caso son sobrepasados por los desplazamientos demandados por la estructura, no ocurre la misma situación con los drifts de diseño mostrados en las Figuras 5.7 y 5.6, ya que estos son sobrepasados para el registro de Concepción en las dos direcciones de análisis. Esto se puede asociar al no incluir la influencia de los modos superiores en el diseño.

Si bien es cierto el desempeño de la estructura resulta similar, al aplicar ambas metodologías, el método DDBD es más racional, en el sentido que el objetivo del diseño es lograr cierto nivel de desplazamiento (o deformaciones de entrepiso) siendo las cuantías y dimensiones resultantes consecuencia de éste objetivo. Por otro lado, el método DBF no considera como parte del diseño el desplazamiento esperado, es más, el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño no es consistente con el espectro de desplazamientos máximos (ambos del DS N°61).

BIBLIOGRAFÍA

Priestley N., Calvi G. y Kowalsky M. "Displacement – Based Seismic Design of Structures", 2007.

ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08)", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh433 Of.96 Mod.2009, Diseño Sísmico de Edificios", 2009.

Alejandro Morales Gómez. "Apuntes de Diseño en Hormigón Armado", 2012.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh430 Of.2008, Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh1537 Of.2009, Diseño Estructural – Cargas permanente y cargas de uso", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh3171 Of.2010, Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga", 2010.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios", Diciembre 2011.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado", Diciembre 2011.

T.J. Sullivan, M.J.N Priestley, G.M. Calvi "A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design Of Structures", 2010.

Marcos Helguero Achá: Diseño de edificios de hormigón armado por el método de los desplazamientos (2009)- Revista TH FT Vol.7 No. 12.

V. Suárez: Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas-Revista Tecnológica ESPOL – RTE, Vol. 22, N.2, 47-59, (Noviembre, 2009).

Athol J Carr. "User manual for the 2-Dimensional Versión, Ruaumoko 2D", 2004.

Alejandro González Ossandón. "Comparación de Métodos de Diseño Sísmico para una Estructura de Muros Especiales: Método de Diseño Basado en las Fuerzas y Método de Diseño Basado en los Desplazamientos", Diciembre 2013.

Matías Henríquez Uribe. "Influencia del Contenido de Frecuencias de los Registros en la Respuesta de la Estructuras de Hormigón Armado", Diciembre 2013.

Mauricio Sánchez Espinoza. "Implementación del Diseño Directo Basado en Desplazamientos para Pórticos con Disipadores de Energía", 2010.

Norma Europea Experimental, Eurocódigo 8. "Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes", Diciembre 2000.