

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**APLICACIÓN DEL MÉTODO DIRECTO DE DISEÑO BASADO EN
DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS
Y MUROS DE CONCRETO ARMADO CON UN INCREMENTO EN LA
DENSIDAD DE MUROS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Jose Stefano Yeckle Damian

ASESOR:

Edward Jonathan Soto Oblea

Lima, Noviembre, 2022

Informe de Similitud

Yo, Jonathan Soto Oblea,
docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia
Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado
Aplicación del Método Directo basado en
Desplazamientos (DDBD),
del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)
José Yedde Damico

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20/04/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 22 de abril de 2023

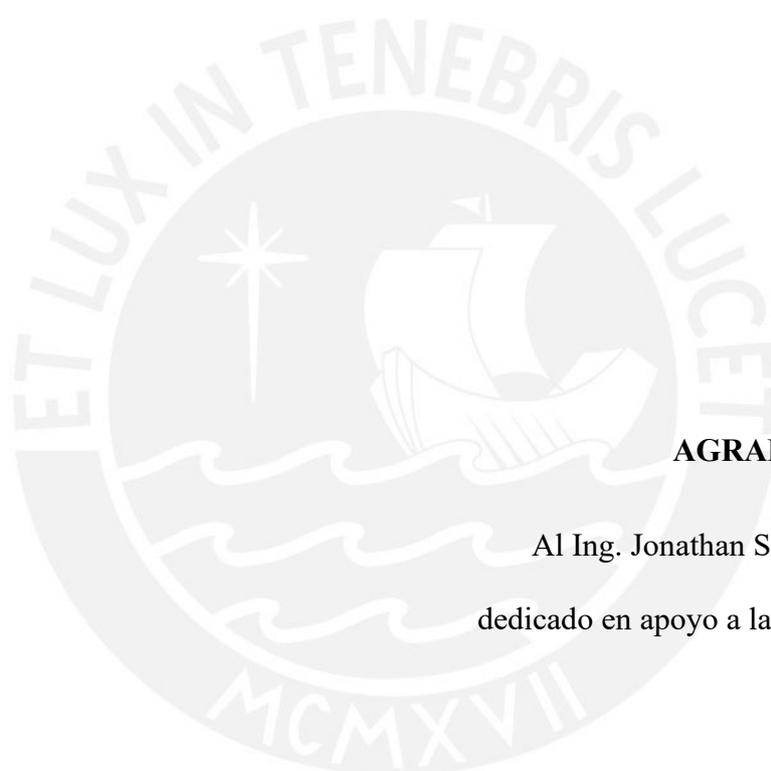
Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Jonathan soto Oblea</u>	
Paterno Materno, Nombre1 Nombre 2	
DNI: <u>45532103</u>	Firma <u>[Firma]</u>
ORCID: <u>5267-0899</u>	

RESUMEN

La presente tesis analiza los efectos del incremento de la densidad de muros de corte de concreto armado en estructuras diseñadas por el método DDBD. Para este fin, se realizó una revisión de la teoría relacionada al método y se diseñaron dos edificaciones con estructuraciones similares, pero con una disminución en la resistencia de sus pórticos, de 50 a 25% de la fuerza cortante basal y con las modificaciones en la estructuración correspondientes. Tras el proceso de diseño, se modelaron ambas estructuras en el programa ETABS y se les realizó el análisis dinámico modal espectral, con el fin de comparar los parámetros teóricos con resultados más exactos, así como de verificar el cumplimiento de criterios normativos locales. Finalmente, se discutieron los resultados obtenidos, y se definieron conclusiones y recomendaciones resaltantes. De los resultados obtenidos, se observa que el incremento en la densidad de muros reduce los desplazamientos y la diferencia entre desplazamientos reales y de diseño en un 15% aproximadamente. Asimismo, el incremento en la densidad de muros aumenta la rigidez secante del modelo idealizado hasta en un 30%. Tras el proceso de diseño, se observa que la normativa peruana actual es parcialmente compatible con el método DDBD, aunque su aplicación depende de la implementación de adaptaciones tanto al método como a los requisitos de los códigos de diseño.

ABSTRACT

The following thesis analyzes the effect of increasing the structural wall density in reinforced concrete structures designed using the DDBD method. To achieve this, a review of existing literature on the topic was performed, and two designs were carried out, with a reduction in the shear force carried by the frames, from 50 to 25% of base shear force. Following the completion of the design, the structures were modelled in the program ETABS and spectral analyses were performed, in order to compare theoretical and computational results, as well as to verify compliance with local codes. Finally, the obtained results were discussed, and several conclusions and recommendations were established. From the obtained results, the use of greater wall lengths in a certain analysis direction reduces displacements and differences between spectral and design displacements by approximately 15%. Additionally, the increase in structural wall density increased the model's effective stiffness up to 30%. Following the completion of the designs, it is concluded that peruvian seismic codes are partially compatible with the DDBD method, although its application requires implementing adaptations in both the method and codes.

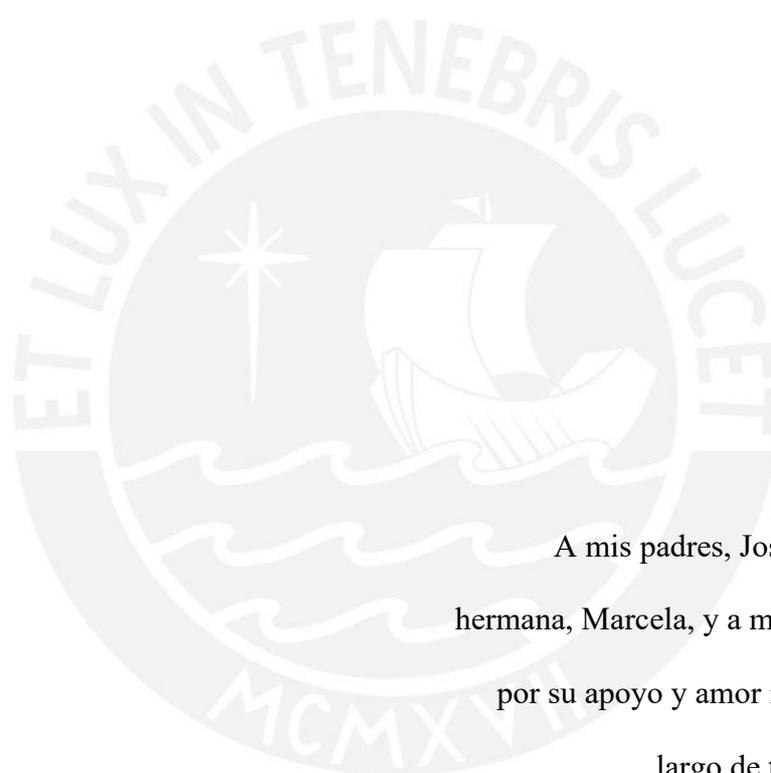


AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Jonathan Soto, por el tiempo dedicado en apoyo a la elaboración de la presente tesis.

A mis profesores de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por todos los conocimientos brindados, que me servirán en el resto de mi vida profesional.

Al Capítulo Estudiantil EERI PUCP, por las variadas experiencias y apoyo que viví con ellos.



DEDICATORIA

A mis padres, José y Filonila, a mi hermana, Marcela, y a mi tío, Melquiades, por su apoyo y amor incondicional a lo largo de todo este proceso.

A mis abuelos, Filomena, Pablo, Antonia y Manuel, porque estoy aquí gracias al esfuerzo de todas sus vidas.

A mi familia, amigos, y todas las personas que me acompañaron a lo largo de mi carrera universitaria.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: Introducción.....	1
1.1. Problemática.....	1
1.2. Justificación.....	3
1.3. Preguntas de investigación.....	3
1.3.1. Pregunta general.....	3
1.3.2. Preguntas específicas.....	3
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo general:.....	4
1.4.2. Objetivos específicos:.....	4
1.5. Hipótesis.....	4
1.6. Metodología.....	5
CAPÍTULO 2: Marco Teórico.....	6
2.1. Método DDBD.....	6
2.1.1. Desplazamientos de diseño y estados límite.....	10
2.1.2. Parámetros equivalentes.....	17
2.1.3. Respuesta de la estructura.....	24
2.1.4. Diseño por Capacidad.....	30
2.2. Análisis Dinámico Modal Espectral.....	34
2.3. Estado del arte.....	37
CAPÍTULO 3: Metodología.....	47
3.1. Aplicación del método DDBD.....	47

3.1.1.	Hipótesis y criterios de diseño	47
3.1.2.	Diseño en Concreto Armado.....	52
3.2.	Análisis Dinámico Modal Espectral.....	55
CAPÍTULO 4: Diseño por Método DDBD		57
4.1.	Predimensionamiento del sistema estructural	59
4.2.	Desplazamientos de diseño	60
4.3.	Parámetros equivalentes	66
4.4.	Respuesta de la estructura	72
4.5.	Diseño en concreto armado	74
CAPÍTULO 5: Análisis Sísmico Computacional.....		89
5.1.	Modelado de las estructuras	89
5.2.	Análisis de irregularidades	90
5.3.	Análisis estático y análisis modal.....	94
5.4.	Resultados de análisis espectral	97
CAPÍTULO 6: Discusión de Resultados		103
6.1.	Sobre los resultados del diseño DDBD	103
6.2.	Sobre el análisis espectral	108
6.3.	Sobre la compatibilidad entre el método DDBD y la normativa peruana.....	115
CAPÍTULO 7: Conclusiones y Recomendaciones		118
7.1.	Conclusiones	118
7.2.	Recomendaciones.....	120

CAPÍTULO 8: Bibliografía.....	122
ANEXO A: Tablas desarrolladas de Diseño por DDBD	126
ANEXO B: Diagramas de interacción de muros de ascensor.....	135



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Secuencia de operación del DBF.....	1
Figura 2.1: Fundamentos del método DDBD.	8
Figura 2.2: Diagrama de cortantes y momentos de muros en sistema dual con $V_f=50\%$	12
Figura 2.3: Representación del efecto de conexión pórtico-muro	12
Figura 2.4: Reglas de histéresis consideradas para el método DDBD.....	19
Figura 2.5: Comparación de factores de modificación de desplazamientos espectrales	27
Figura 2.6: Comparación entre resultados de análisis espectral y ecuación EC8 (1998)	27
Figura 2.7: Comparación del factor B.....	28
Figura 2.8: Envolventes de diseño por capacidad de muros.....	33
Figura 2.9: Comparación de perfiles de desplazamiento	42
Figura 4.1: Estructuración en planta original.....	58
Figura 4.2: Nueva estructuración en planta	58
Figura 4.3: Perfil de desplazamientos, $\beta_f=50\%$	65
Figura 4.4: Perfil de desplazamientos, $\beta_f=25\%$	66
Figura 4.5: Diagrama de interacción, ángulos 0° y 180°	81
Figura 4.6: Diagrama de interacción, ángulos 90° y 270°	82
Figura 4.7: Diagrama de interacción, ángulos 45° y 225°	82
Figura 4.8: Diagrama de interacción para momentos en XX, estructura de control.....	86
Figura 4.9: Diagrama de interacción para momentos en XX, estructura modificada.....	87
Figura 5.1: Modelo en ETABS, vista 3D.....	90
Figura 5.2: Perfil de desplazamientos espectrales, estructura de control	98
Figura 5.3: Perfil de desplazamientos espectrales, estructura modificada.....	99
Figura 6.1: Comparación entre desplazamientos de diseño y espectrales, dirección X	110
Figura 6.2: Comparación entre desplazamientos de diseño y espectrales, dirección Y	111

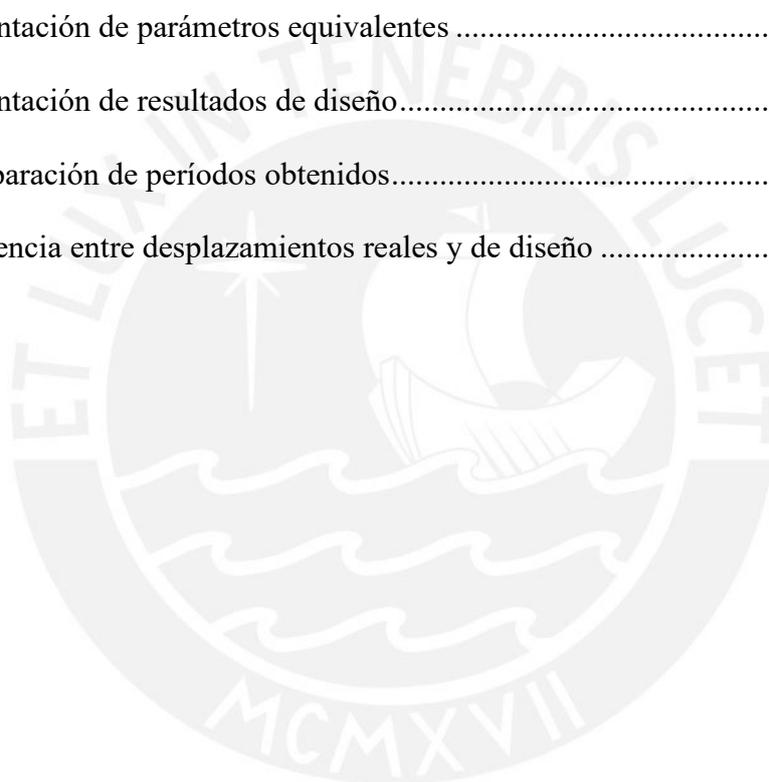
Figura 6.3: Comparación entre derivas de diseño y espectrales, $\beta_f=50\%$	113
Figura 6.4: Comparación entre derivas de diseño y espectrales, $\beta_f=25\%$	113
Figura 6.5: Comparación entre fuerzas cortantes DDBD y espectrales, dirección X.....	114
Figura 6.6: Comparación entre fuerzas cortantes DDBD y espectrales, dirección Y.....	115



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Comparación entre métodos DBF y DDBD	7
Tabla 2.2: Ecuaciones de factor de reducción de espectros elásticos por amortiguamiento ...	26
Tabla 4.1: Cálculo de la altura de inflexión, $\beta_f=50\%$	60
Tabla 4.2: Cálculo de la altura de inflexión, $\beta_f=25\%$	61
Tabla 4.3: Perfil de desplazamiento de fluencia	62
Tabla 4.4: Perfil de desplazamientos de las estructuras analizadas	64
Tabla 4.5: Desplazamientos de diseño	65
Tabla 4.6: Parámetros equivalentes	71
Tabla 4.7: Cálculo de la cortante basal	74
Tabla 4.8: Momentos en altura, $\beta_f=50\%$	75
Tabla 4.9: Momentos en altura, $\beta_f=25\%$	75
Tabla 4.10: Diseño por flexión de las vigas del primer piso	78
Tabla 4.11: Diseño por cortante de las vigas del primer piso	80
Tabla 4.12: Diseño por flexocompresión de columnas.....	83
Tabla 4.13: Diseño por cortante de columnas, dirección Y	84
Tabla 4.14: Diseño por flexocompresión de muros de ascensor	86
Tabla 4.15: Diseño por cortante de muros de ascensor	88
Tabla 5.1: Análisis de irregularidad de rigidez.....	91
Tabla 5.2: Análisis de irregularidad de masa.....	92
Tabla 5.3: Análisis de irregularidad torsional.....	93
Tabla 5.4: Modos significativos del análisis modal traslacional	94
Tabla 5.5: Distribución de fuerzas cortantes en altura, método estático	95
Tabla 5.6: Modos de vibración considerados, estructura de control.....	96
Tabla 5.7: Modos de vibración considerados, estructura modificada.....	96

Tabla 5.8: Desplazamientos máximos de entrepiso, estructura de control	97
Tabla 5.9: Desplazamientos máximos de entrepiso, estructura modificada	98
Tabla 5.10: Derivas máximas de entrepiso, estructura de control	99
Tabla 5.11: Derivas máximas de entrepiso, estructura modificada	100
Tabla 5.12: Fuerzas cortantes dinámicas en altura, estructura de control	101
Tabla 5.13: Fuerzas cortantes dinámicas en altura, estructura modificada.....	101
Tabla 5.14: Cálculo de fuerza cortante mínima	102
Tabla 6.1: Presentación de parámetros equivalentes	103
Tabla 6.2: Presentación de resultados de diseño.....	107
Tabla 6.3: Comparación de períodos obtenidos.....	109
Tabla 6.4: Diferencia entre desplazamientos reales y de diseño	112



ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 2.1: Fórmula general del desplazamiento de diseño	10
Ecuación 2.2: Desplazamiento de diseño para VGDL.....	11
Ecuación 2.3: Momento transferido de viga a muro.....	13
Ecuación 2.4: Momento desarrollado en las vigas.....	13
Ecuación 2.5: Curvatura de fluencia para muros rectangulares.....	14
Ecuación 2.6: Desplazamiento de fluencia para muros en estructuras duales.....	14
Ecuación 2.7: Deriva por deformación del material en la altura de inflexión	15
Ecuación 2.8: Perfil de desplazamiento de diseño para estructuras duales y curvatura de estado límite	15
Ecuación 2.9: Perfil de desplazamiento de diseño para estructuras duales y deriva de norma	15
Ecuación 2.10: Longitud equivalente de rótulas plásticas en estructuras duales.....	16
Ecuación 2.11: Rigidez efectiva K_e	17
Ecuación 2.12: Expresión general del amortiguamiento viscoso equivalente.....	19
Ecuación 2.13: Amortiguamiento efectivo simplificado para muros de C.A., $\xi_l=5\%$ (regla Takeda angosta)	20
Ecuación 2.14: Amortiguamiento efectivo simplificado para pórticos de C.A., $\xi_l=5\%$ (regla Takeda ancha).....	20
Ecuación 2.15: Masa efectiva	20
Ecuación 2.16: Altura efectiva.....	21
Ecuación 2.17: Ductilidad demandada para muros estructurales	22
Ecuación 2.18: Ductilidad demandada para pórticos.....	22
Ecuación 2.19: Deriva de fluencia para pórticos de concreto armado.....	22
Ecuación 2.20: Determinación de amortiguamiento equivalente	23
Ecuación 2.21: Demanda de ductilidad de curvatura en muros.....	24

Ecuación 2.22: Curvatura última de muros según Priestley y Kowalsky (1998)	24
Ecuación 2.23: Cortante basal.....	29
Ecuación 2.24: Ecuación simplificada de cortante de diseño	29
Ecuación 2.25: Ecuación básica de diseño por capacidad para DDBD	30
Ecuación 2.26: Resistencia requerida a flexión en columnas por capacidad.....	31
Ecuación 2.27: Resistencia requerida a cortante en columnas por capacidad	32
Ecuación 2.28: Relación entre momento basal y a media altura en muros por capacidad	33
Ecuación 2.29: Fuerza cortante basal por capacidad en muros	34
Ecuación 2.30: Factor de amplificación $C_{2,T}$	34
Ecuación 2.31: Espectro de aceleraciones de la norma E.030	36
Ecuación 2.32: Criterio de Combinación Cuadrática Completa.....	37
Ecuación 2.33: Coeficiente de correlación CQC	37
Ecuación 3.1: Verificación de l_w	48
Ecuación 3.2: Factor de amplificación sísmica.....	49
Ecuación 3.3: Período fundamental de vibración del método estático	49
Ecuación 3.4: Distribución de fuerzas en altura	50
Ecuación 3.5: Espectro elástico de desplazamientos adaptado de la norma E.030	51
Ecuación 3.6: Equilibrio de momentos en nudos de pórticos	53
Ecuación 3.7: Momentos en la base de columnas con variación de altura del primer piso.....	54

CAPÍTULO 1: Introducción

Este capítulo presenta información básica sobre el tema de la tesis: el planteamiento de la problemática, la justificación de la elección del tema, la presentación de objetivos e hipótesis y un resumen de la metodología planteada.

1.1. Problemática

El diseño sismorresistente actual se basa predominantemente en métodos denominados como diseño basado en fuerzas (DBF). Este tipo de métodos se encuentran detallados en la normativa de diseño de cada país, y se resumen en asignar resistencia y rigidez a la estructura frente a fuerzas sísmicas, con el desplazamiento máximo de la estructura como limitante. Priestley, Calvi, & Kowalsky (2007) describen los pasos básicos del proceso de diseño en el siguiente diagrama:

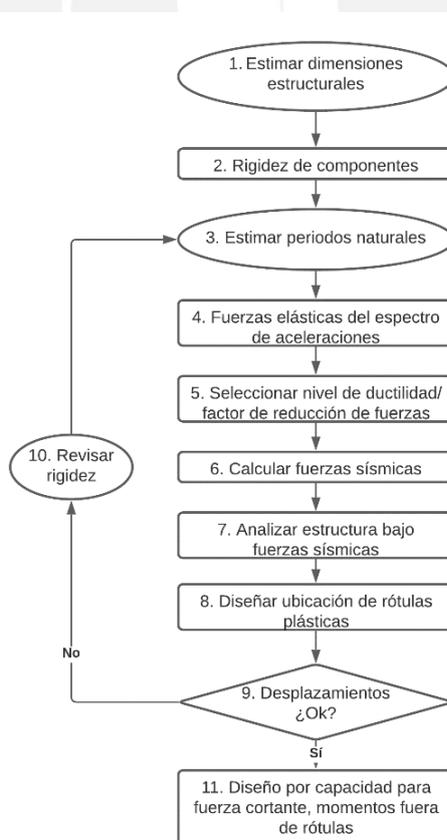


Figura 1.1: Secuencia de operación del DBF.

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

Sin embargo, muchos de los pasos utilizados por el DBF parten de suposiciones erróneas sobre el comportamiento estructural. Priestley et al. (2007) mencionan las siguientes en específico: la asunción de independencia entre rigidez y resistencia, la subestimación de los períodos fundamentales por las fórmulas presentes en los códigos, el uso de factores de reducción por ductilidad pese a no haber consenso mundial en la definición de desplazamiento de fluencia y desplazamiento último, la simplificación de utilizar un mismo factor de reducción de fuerza para cualquier caso de un sistema estructural determinado, entre otras. Por ende, el comportamiento esperado y obtenido por el DBF puede llegar a ser poco representativo de la realidad.

Un avance que complementa el diseño sismorresistente tradicional son los métodos de diseño por desempeño o diseño basado en desempeño. El concepto surge luego del terremoto de Northridge de 1994, y se plasma por primera vez en el documento VISION 2000. Consiste en una verificación de comportamiento esperado y designado frente a eventos sísmicos de distinta severidad, luego de haber realizado un prediseño por métodos de fuerza o desplazamiento; y se emplea principalmente para el análisis de edificios de gran altura (Restrepo, 2018). Pese a su utilidad, en el medio actual se cuenta con una baja aplicación de conceptos de diseño basado en desempeño. Un ejemplo de ello se aprecia en la Norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente, que no incluye métodos de análisis por desempeño y solo contempla un estado de resguardo de vida para sismos moderados. Esta última afirmación se evidencia en el artículo 3.2a, que establece que “la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto” (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b).

Uno de los métodos que soluciona los problemas del DBF y aplica conceptos de diseño por desempeño es el método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD). Sin embargo,

las características de su implementación aún no han sido estudiadas lo suficiente en el Perú. La siguiente pregunta de investigación se formula para poder cubrir uno de los vacíos en la literatura existente: ¿De qué forma varían las estructuras de concreto armado, diseñadas por el método DDBD, frente a un incremento en la densidad de muros?

Se busca que los resultados de la investigación contribuyan a difundir el conocimiento del método en el medio local y puedan ser útiles para determinar su competencia en el diseño de estructuras reales en el mismo.

1.2. Justificación

Frente a la situación previamente mencionada, surge la necesidad de explorar métodos alternativos de diseño que respondan a los problemas planteados, como el DDBD, y eventualmente evaluar la aptitud de estos para su posible implementación en el contexto peruano. No realizar investigaciones como la planteada contribuiría al estancamiento del conocimiento de la disciplina de ingeniería estructural y sismorresistente frente al avance mundial y perjudicaría, a la larga, al comportamiento sísmico de las estructuras del futuro.

1.3. Preguntas de investigación

1.3.1. Pregunta general

¿Cómo y en qué parámetros varía la aplicación del método DDBD para estructuras duales de concreto armado frente a un incremento en la densidad de muros?

1.3.2. Preguntas específicas

1.3.2.1. ¿Cómo se diseña una estructura de concreto armado utilizando el mencionado método?

1.3.2.2. ¿Qué diferencias surgen en los parámetros equivalentes como resultado de la disminución de densidad de muros?

1.3.2.3. ¿Qué resultados se obtienen de una estructura diseñada por el método DDBD con el análisis dinámico modal espectral?

1.3.2.4. ¿Es posible utilizar el método DDBD para diseñar estructuras competentes en el medio local?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general:

Analizar las diferencias de diseño y comportamiento en una estructura dual regular de concreto armado, diseñada mediante el método DDBD, al aumentar la densidad de muros de corte en ambas direcciones como consecuencia de una reducción del 50% del parámetro β_f (de $\beta_f=50\%$ a $\beta_f=25\%$).

1.4.2. Objetivos específicos:

1.4.2.1. Comprender el proceso y fundamentos de diseño del método DDBD aplicado a estructuras duales de concreto armado

1.4.2.2. Analizar el efecto del incremento de muros en los parámetros de diseño por DDBD

1.4.2.3. Comparar la respuesta sísmica de las estructuras, obtenida por medio del diseño DDBD y por análisis espectral

1.4.2.4. Analizar la compatibilidad del diseño DDBD con la normativa peruana sismorresistente actual

1.5. Hipótesis

- La estructura sufrirá una disminución de desplazamientos (reales y de diseño) de al menos 20% como consecuencia del incremento en densidad de muros.
- La diferencia entre el desplazamiento real y el de diseño será 30% menor, como mínimo, en la estructura con incremento en densidad de muros.

- Se espera obtener mayores valores de masa y rigidez equivalente (incremento $\geq 30\%$) con el incremento de la densidad de muros del edificio.
- Se espera que la aplicación del método sea compatible con las distintas disposiciones de la normativa estructural vigente.

1.6. Metodología

Para cumplir con los objetivos, se explora la teoría y normativa relacionada al mencionado método en el capítulo de marco teórico, se realiza el diseño de una edificación con dos valores de densidad de muros, se evalúa la respuesta sísmica de ambas estructuras, y, finalmente, se comparan los resultados y observaciones obtenidos durante todo el proceso. El diseño de la estructura se realiza aplicando la metodología propuesta por Priestley et al. (2007) y utilizando los lineamientos de la norma NTE E.060 Concreto Armado (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2009). Posteriormente, las estructuras resultantes se analizan mediante el método de Análisis Dinámico Modal Espectral definido en la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). El detalle de la metodología planteada se desarrolla en el Capítulo 3: Metodología.

CAPÍTULO 2: Marco Teórico

El siguiente capítulo se divide en tres secciones. La primera sección aborda los conceptos básicos del método DDBD, basándose principalmente en el libro *Displacement-Based Seismic Design of Structures*; mientras que la segunda, brinda teoría sobre el método de análisis a utilizar, el Análisis Dinámico Modal Espectral. La tercera y última parte examina el estado del arte actual sobre el método DDBD.

2.1. Método DDBD

El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos es relativamente reciente, planteado inicialmente en 1993 y formalizado en el año 2007, con la publicación del libro *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. El método puede resumirse en plantear el diseño de “una estructura *SDOF* (de 1 grado de libertad) en su respuesta máxima, en vez de usar sus características iniciales, (...) basado en el enfoque de *Estructura Sustituta*” (Priestley et al., 2007). El planteamiento antes mencionado atenúa las falencias de los métodos DBF, y permite obtener estructuras de riesgo uniforme, ya que son diseñadas para alcanzar un desempeño determinado en vez de verse limitadas por este (Priestley et al., 2007). Se puede apreciar una representación simple del proceso de diseño en la Figura 2.1.

Como se hizo notar en la introducción, el método DDBD presenta diferencias fundamentales respecto al tradicional diseño basado en fuerzas (DBF). Un resumen comparativo entre los métodos se presenta en la Tabla 2.1. El desarrollo de este subcapítulo explica cada uno de los puntos discutidos con mayor detalle.

Cabe mencionar que el método DDBD también cuenta con algunas desventajas, como lo son la dificultad al diseñar estructuras irregulares por la inclusión de efectos torsionales, la poca compatibilidad del método con espectros de diseño actuales, como menciona González Carrión (2013), y cierta imprecisión en la determinación actual del amortiguamiento equivalente, como tratan Massena, Bento, Degée, & Candeias (2018).

Tabla 2.1: Comparación entre métodos DBF y DDBD

Criterio	Método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF)	Método Directo de Diseño Basado en Desplazamientos (DDBD)
Asunción inicial	Asume y verifica rigidez.	Asume desplazamiento de diseño.
Iteración	Puede necesitar múltiples iteraciones para obtener una respuesta adecuada.	Usualmente presenta resultados directos de diseño o con pocas iteraciones.
Límites de diseño	Diseño limitado por desplazamientos y derivas admisibles	Diseño limitado por demandas de ductilidad y resistencia de los elementos
Tipos de modos utilizados	Considera modos y períodos elásticos, de los que pueden obtenerse desplazamientos inelásticos.	Considera modos y períodos inelásticos utilizando coeficientes de reducción de demanda.
Amortiguamiento considerado	Considera amortiguamiento elástico, inherente e independiente del sistema estructural	Utiliza reglas de histéresis calibradas para calcular amortiguamiento dependiendo del sistema estructural.

Nota: Elaboración propia. Información adaptada de Priestley et al. (2007), González Carrión (2013)

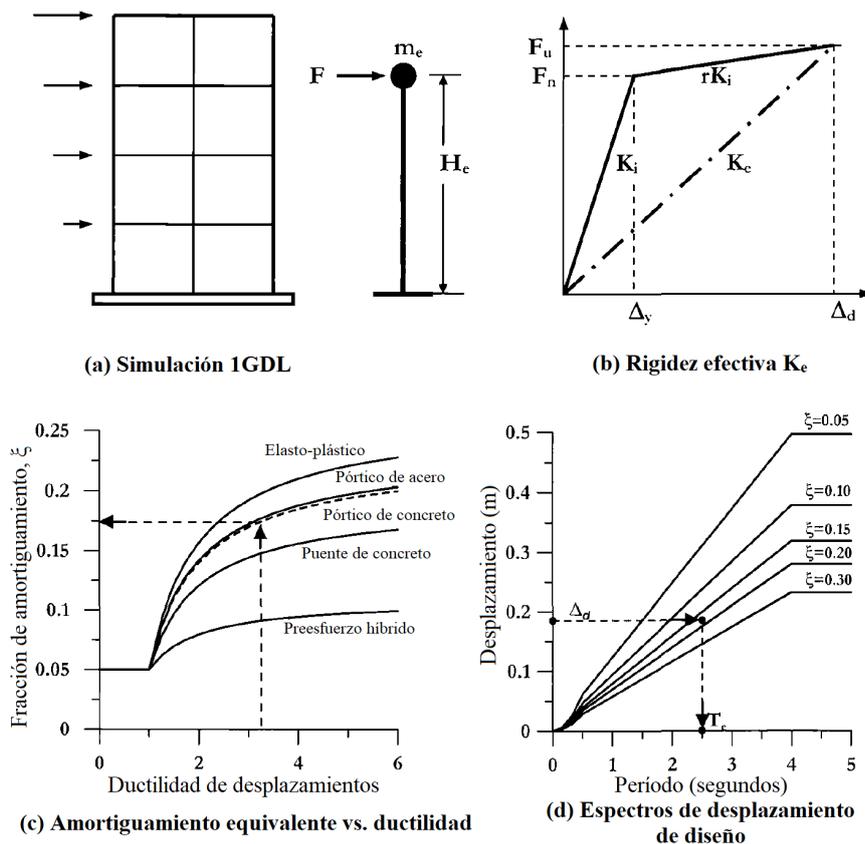


Figura 2.1: Fundamentos del método DDBD.

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007).

A pesar de los problemas del diseño tradicional basado en fuerzas, el método DDBD aún tiene una baja implementación normativa. En general, el método DDBD es aceptado y compatible con las técnicas de diseño vigentes a nivel mundial, pero como método alternativo y dependiente de verificaciones posteriores con Análisis Tiempo-Historia No Lineal (Priestley, 2014). El esfuerzo más extensivo por normativizar el método surgió con el borrador de código presentado en el capítulo 14 de *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, eventualmente reevaluado para desarrollar el Código Modelo DBD12. El Código Modelo fue desarrollado para ejemplificar cómo podrían redactarse artículos normativos para un número progresivamente mayor de tipologías que pongan en práctica el diseño por desplazamientos, de forma compatible con códigos de diseño actuales (en el caso específico del DBD12, se hace

referencia al Eurocódigo 8). El documento se comenta a mayor profundidad en la sección 2.3 Estado del arte.

Aparte del código modelo, existen otras implementaciones reales del método DDBD. La primera implementación normativa registrada del método fue desarrollada por el Puerto de Los Angeles para el diseño de muelles de contenedores, que inspiraría después un esfuerzo similar por el Puerto de Long Beach (Priestley, 2014). El Código Sísmico POLA 2010 contiene provisiones sísmicas para nuevas estructuras en base a la capacidad de desplazamientos de la subestructura, considerando el uso de la rigidez secante (City of Los Angeles Harbor Department, 2010). Otro ejemplo es la norma ecuatoriana sismorresistente NEC-SE-DS incluye en el capítulo 7 al DBD como método alternativo de diseño para estructuras aporticadas y de muros estructurales. El apartado de la norma se basa y hace referencia al libro *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, pero incluye también algunas adaptaciones regionales, como lo son restricciones propias de deformaciones unitarias máximas, la inclusión de factores de irregularidad en los desplazamientos de diseño, su propio espectro de desplazamientos local y un gráfico para obtener el factor R_d (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - MIDUVI, 2015).

Finalmente, existen algunos otros casos indirectos de implementación. Las implementaciones informales del método en países que no lo contemplan explícitamente suelen apoyarse muchas veces de códigos y especificaciones no oficiales, como en Chile y Colombia (Priestley, 2014). Asimismo, Nigel Priestley apoyó esfuerzos de actualización normativa en Australia y Nueva Zelanda que incorporen conceptos de diseño basado en desplazamientos (Priestley, 2014). Un último ejemplo notable son las Especificaciones Guía AASHTO para Diseño Sísmico LRFD, aunque fueron influenciadas más por las recomendaciones de Caltrans y SCDOT más que por la obra de Priestley, se basa en conceptos de diseño por desplazamientos, y aplica directamente algunos planteamientos utilizados en el método DDBD,

como son el cálculo de la longitud de rótula plástica y límites de deformaciones utilizados por el Puerto de Long Beach (AASHTO, 2011).

2.1.1. Desplazamientos de diseño y estados límite

El desplazamiento de diseño a utilizar responde a consideraciones del estado límite escogido y del daño permisible sobre elementos estructurales y no estructurales (Priestley et al., 2007). Para determinar el desplazamiento de diseño en una estructura de 1 grado de libertad (SDOF), se realizan cálculos en función de la curvatura máxima para el estado límite escogido, así como de la altura de entrepiso, longitud efectiva por penetración de deformación L_{SP} , la curvatura de fluencia y la longitud de rótula plástica. Todo este proceso se plasma en la Ecuación 2.1. Se aprecia que el desplazamiento de diseño, al ser inelástico por definición, cuenta con una componente en fluencia y una componente plástica.

Ecuación 2.1: Fórmula general del desplazamiento de diseño

$$\Delta_{d,ls} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y(H + L_{SP})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p H$$

Donde:

ϕ_y : curvatura de fluencia

H: altura

L_{SP} : longitud de rótula adicional por efecto de penetración de deformaciones

ϕ_{ls} : curvatura de estado límite

L_p : longitud de rótula plástica

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Para el caso de estructuras de varios grados de libertad, el desplazamiento de diseño de la estructura equivalente se calcula ponderando los desplazamientos inelásticos considerados para cada entrepiso con sus masas correspondientes, como se muestra en la Ecuación 2.2. El

valor final de desplazamiento en cada entrepiso se obtiene adaptando el desplazamiento de diseño calculado con la Ecuación 2.1 al perfil del primer modo inelástico de la estructura.

Ecuación 2.2: Desplazamiento de diseño para VGDL

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

Donde:

m_i : masa concentrada en cada n ubicaciones significativas de masa

Δ_i : desplazamiento inelástico en cada n ubicaciones significativas de masa

Nota: En edificaciones, las ubicaciones significativas de masa corresponden a los entrepisos. Tomado de Priestley et al. (2007)

En el caso de estructuras con sistema estructural dual (pórticos y muros de corte), se considera que “cuando los muros soportan al menos el 50% de la fuerza cortante basal total de la estructura, el patrón de desplazamiento en fluencia es efectivamente dictado por el perfil de momentos de los muros” (Priestley et al., 2007). Para este sistema específico, el patrón de desplazamientos es influenciado por la altura de inflexión, identificable al aislar la contribución de los pórticos al sistema resistente del diagrama de momentos de los muros. Un ejemplo de la distribución de momentos se aprecia en la Figura 2.2. El valor que tome finalmente la altura de inflexión es el resultado de asumir una distribución de fuerzas cortantes sobre los pórticos que balancee adecuadamente las demandas de fuerza cortante basal y de ductilidad de giros sobre la estructura (Sullivan, Priestley, & Calvi, 2006).

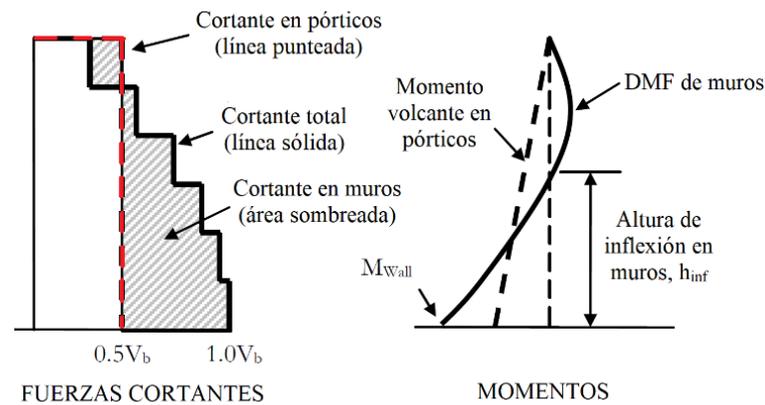


Figura 2.2: Diagrama de cortantes y momentos de muros en sistema dual con $V_f=50\%$

Nota: Adaptado de Sullivan, Priestley, & Calvi (2006)

Cabe resaltar que cuando se cuenta con vigas de conexión entre los dos componentes del sistema dual, deberían realizarse modificaciones en el perfil de distribución de momentos, a fin de considerar el efecto de transmisión de momentos de las vigas de los pórticos hacia los muros. La Figura 2.3 ilustra gráficamente este efecto. Priestley et al. (2007) proponen la Ecuación 2.3 para calcular un decremento de los valores de momento obtenidos en el perfil del sistema de muros. Sin embargo, debido a que desarrollos posteriores del método, como el código modelo DBD12, no consideran explícitamente la influencia de este efecto, se entiende que obviar el término $M_{b,w}$ no conlleva a una pérdida de precisión significativa.

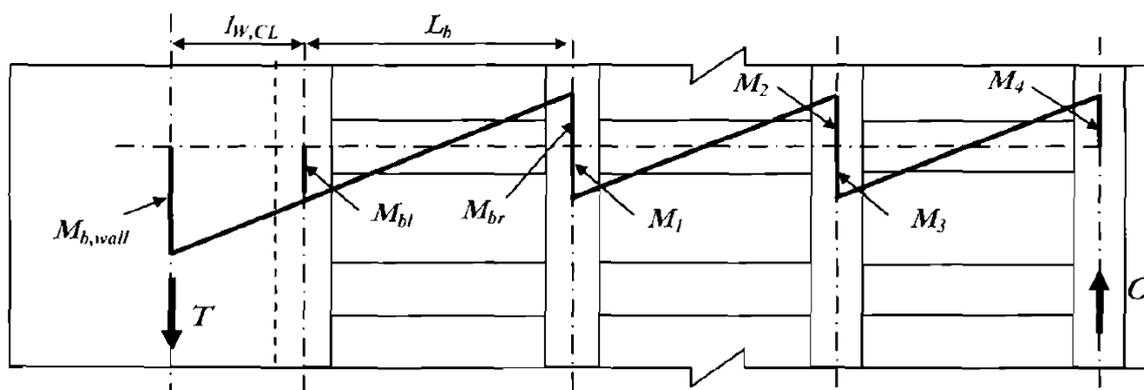


Figura 2.3: Representación del efecto de conexión pórtico-muro

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.3: Momento transferido de viga a muro

$$M_{b,w} = M_{b,l} + (M_{b,l} - M_{b,r}) * l_{w,CL}/L_b$$

Donde:

$M_{b,l}$, $M_{b,r}$: Momentos en los extremos de las vigas

$l_{w,CL}$: Longitud hasta el centro del muro

L_b : Longitud de viga conectada (a ejes)

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.4: Momento desarrollado en las vigas

$$M_b = V_F * H_S/n_{be}$$

Donde:

V_F : Fuerza cortante sobre los pórticos en un piso

H_S : Altura de entrepiso

n_{be} : Número de conexiones viga-columna

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

El cálculo de la curvatura de fluencia ϕ_y es dependiente de la sección analizada, aunque se resume en multiplicar un coeficiente por la división entre la deformación unitaria de fluencia del acero y la profundidad de la sección. La Ecuación 2.5 presenta la fórmula específica para muros de concreto armado. Dada la dominancia de los muros en la respuesta de estructuras duales, solo se considera la fluencia de los muros en los cálculos de esos casos. De manera similar, los desplazamientos de fluencia también dependen del elemento resistente analizado: para el caso de estructuras duales, el componente de desplazamiento de fluencia varía dependiendo de la altura evaluada y de su ubicación relativa a la altura de inflexión. Este último juego de cálculos se presenta en la Ecuación 2.6.

Ecuación 2.5: Curvatura de fluencia para muros rectangulares

$$\phi_y = 2,00\varepsilon_y/l_w$$

Donde:

ε_y : deformación unitaria de fluencia

l_w : longitud del muro estructural (peralte de la sección transversal)

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.6: Desplazamiento de fluencia para muros en estructuras duales

$$\text{Para } H_i \leq H_{CF}: \Delta_{yi} = \phi_{y,w} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right)$$

$$\text{Para } H_i > H_{CF}: \Delta_{yi} = \phi_{y,w} \left(\frac{H_{CF}H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$$

Donde:

$\Phi_{y,w}$: curvatura de fluencia de muros estructurales

H_i : altura del piso i-ésimo

H_{CF} : altura de inflexión de muros

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

El componente inelástico del perfil de desplazamiento de diseño puede estar controlado por un estado límite escogido, o por los requisitos de los códigos de diseño. Para determinar qué condición es la más crítica, se comparan las derivas de código establecidas con la deriva por deformaciones del material en la altura de inflexión, calculada con la Ecuación 2.7. Para ambos casos, el comportamiento de los muros estructurales es el que resulta crítico, de manera similar a lo que sucede en los desplazamientos de fluencia (Priestley et al., 2007). Las relaciones existentes para el cálculo del perfil de desplazamientos se muestran en la Ecuación

2.8 y en la Ecuación 2.9. Tras obtener el perfil de desplazamientos, los componentes calculados pueden ingresarse a la Ecuación 2.2 para obtener el desplazamiento de diseño de la estructura.

Ecuación 2.7: Deriva por deformación del material en la altura de inflexión

$$\theta_{CF} = \frac{\phi_{yW}H_{CF}}{2} + (\phi_{ls} - \phi_{yW})L_P$$

Donde:

Φ_{yW} : curvatura de fluencia de muros estructurales

H_{CF} : altura de inflexión

Φ_{ls} : curvatura de estado límite de muros estructurales

L_P : longitud de rótula plástica

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.8: Perfil de desplazamiento de diseño para estructuras duales y curvatura de estado límite

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{ls} - \phi_{yW})L_P H_i$$

Donde:

Δ_{yi} : deformación de fluencia del piso i-ésimo

Φ_{ls} : curvatura de estado límite de muros estructurales

Φ_{yW} : curvatura de fluencia de muros estructurales

L_P : longitud de rótula plástica

H_i : altura del piso i-ésimo

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.9: Perfil de desplazamiento de diseño para estructuras duales y deriva de norma

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_C - \frac{\phi_{yW}H_{CF}}{2} \right) H_i$$

Donde:

Δ_{yi} : deformación de fluencia del piso i-ésimo

Φ_{yw} : curvatura de fluencia de muros estructurales

H_i : altura del piso i-ésimo

θ_C : deriva de código

H_{CF} : altura de inflexión de muros

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

La ecuación de longitud de rótula plástica es aquella utilizada para muros estructurales. Esta ecuación está compuesta por tres términos que contemplan la influencia de distintos efectos en la longitud final de las rótulas: la proporción esfuerzo último/esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal, el efecto de salto de tensión (*tension shift*) y la penetración de esfuerzos actuantes en la cimentación. Las tres componentes se presentan, en orden, en la Ecuación 2.10. En el caso que la longitud efectiva resulte menor que la altura de inflexión, se reemplaza el primer parámetro en la primera componente de la ecuación.

Ecuación 2.10: Longitud equivalente de rótulas plásticas en estructuras duales

$$L_P = k * H_{CF} + 0,1l_w + L_{SP} = k * H_{CF} + 0,1l_w + 0,022f_{ye}d_{bl}$$

Donde:

$k = 0,2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08$: proporción esfuerzo último/esfuerzo de fluencia

H_{CF} : altura de inflexión de muros

l_w : longitud de muros estructurales

L_{SP} : longitud de rótula adicional por efecto de penetración de deformaciones

f_{ye} : resistencia a fluencia del refuerzo longitudinal, en MPa

d_{bl} : diámetro de barra del refuerzo longitudinal

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

2.1.2. Parámetros equivalentes

La estructura equivalente se caracteriza con la rigidez efectiva K_e y la razón de amortiguamiento viscoso efectivo ξ . La rigidez efectiva es secante y correspondiente al punto de desplazamiento máximo Δ_d , como se muestra en la Figura 2.1b; mientras que el amortiguamiento efectivo considera la energía disipada tanto por amortiguamiento elástico como por histéresis (Priestley et al., 2007). Para hallar la rigidez requerida en el proceso de diseño, se debe fijar antes un desplazamiento máximo, obtener la razón de amortiguamiento de la estructura y extraer el período efectivo T_e (correspondiente a la respuesta máxima en la altura efectiva H_e) a partir de espectros de diseño con amortiguamiento o ductilidad constante (Priestley et al., 2007). Con estos datos y la masa efectiva del modo fundamental, se puede realizar el cálculo con la Ecuación 2.11:

Ecuación 2.11: Rigidez efectiva K_e

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2$$

Donde:

m_e : masa efectiva

T_e : período efectivo

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Hasta el día de hoy, existen distintas perspectivas sobre el uso de la rigidez en los métodos de diseño por desplazamientos. Priestley et al. (2007) propusieron originalmente el uso de la rigidez secante en el modelo de un grado de libertad, argumentando que la rigidez inicial deja de ser representativa tras las primeras incursiones en el rango inelástico. Adicionalmente, el uso de la rigidez inicial puede resultar inconsistente, debido a las dificultades asociadas al cálculo de la rigidez y del desplazamiento de fluencia en estructuras irregulares y complejas (Sullivan, Calvi, & Priestley, 2004). Aun así, el uso de la rigidez inicial

puede resultar beneficioso en el método DDBD, ya que evita incrementos en período efectivo y dependencia de la forma del espectro en el diseño (Pourali & Khosravi, 2023). Algunos ejemplos de aplicación de la rigidez inicial en el diseño por desplazamientos incluyen el método de Espectros Inelásticos (INSPEC, abreviado en inglés) de Chopra y el método de los Espectros de Puntos de Fluencia (YPS) de Aschheim (Sullivan et al., 2004).

El amortiguamiento viscoso equivalente contempla una componente histerética y otra elástica, ambas reevaluadas respecto a sus planteamientos tradicionales en el DBF. La componente histerética afronta el problema de sobrestimación en sistemas con alta absorción de energía al plantear el amortiguamiento como función del período y adaptando los cálculos para ciertas reglas de histéresis calibradas, como se muestran en la Figura 2.4 (Priestley et al., 2007). En cuanto a la componente elástica, Grant et al. consideran la inclusión de un factor de corrección del amortiguamiento real en función de la ductilidad del elemento, la regla de histéresis considerada y la decisión de utilizar la rigidez inicial o tangente en el cálculo (citado en Priestley et al., 2007). La fórmula general establecida para el amortiguamiento equivalente se muestra en la Ecuación 2.12. Al limitar ciertos parámetros a aplicaciones reales, como considerar el amortiguamiento elástico como 5%, elegir reglas de histéresis específicas para ciertos sistemas estructurales, y despreciar la dependencia del período (solo significativa para $T < 1s$), se obtienen expresiones como las presentadas en la Ecuación 2.13 y Ecuación 2.14 (Priestley et al., 2007).

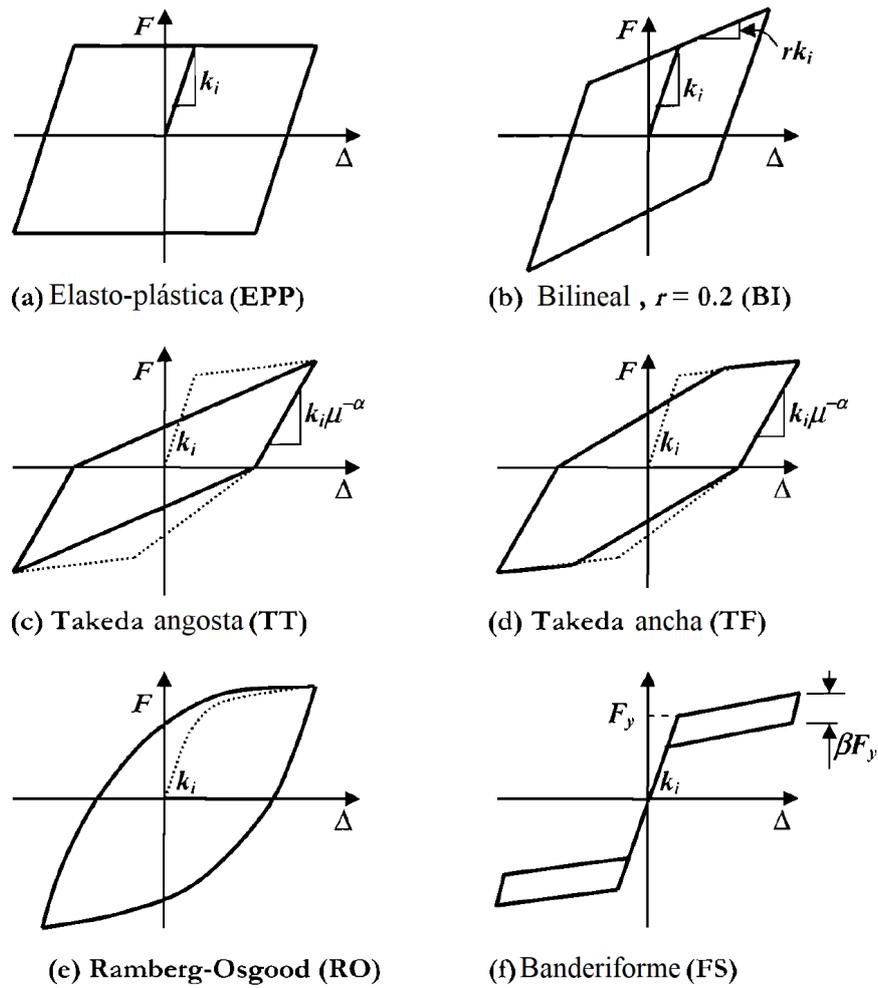


Figura 2.4: Reglas de histéresis consideradas para el método DDBD.

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007).

Ecuación 2.12: Expresión general del amortiguamiento viscoso equivalente

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} = \mu^\lambda \xi_{el} + a \left(1 - \frac{1}{\mu^b}\right) \left(1 + \frac{1}{(T_e + c)^d}\right)$$

Donde:

μ : ductilidad demandada

ξ_{el} : fracción de amortiguamiento elástico

T_e : período efectivo

a, b, c, d: coeficientes para amortiguamiento hysterético según regla utilizada

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.13: Amortiguamiento efectivo simplificado para muros de C.A., $\xi_i=5\%$ (regla Takeda angosta)

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right)$$

Donde:

μ : ductilidad demandada

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.14: Amortiguamiento efectivo simplificado para pórticos de C.A., $\xi_i=5\%$ (regla Takeda ancha)

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right)$$

Donde:

μ : ductilidad demandada

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Para el caso de estructuras de varios grados de libertad, puede seguir utilizándose un modelo SDOF, teniendo en cuenta la altura efectiva (en el caso de edificios duales y de muros), masa efectiva y desplazamiento de diseño como parámetros equivalentes adicionales. La masa efectiva (m_e) del modelo SDOF representa una fracción de la masa real de la estructura. Según Priestley et al. (2007), “la masa efectiva entre el 70% de la masa total para estructuras de placas de varios pisos a más del 85% para estructuras de pórticos de más de 20 pisos”. Para su cálculo, se considera la masa de cada elemento participante en el primer modo de vibración inelástico, junto a sus desplazamientos asociados y el desplazamiento de diseño. El cálculo de la masa efectiva se presenta en la Ecuación 2.15.

Ecuación 2.15: Masa efectiva

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

Donde:

m_i : masa concentrada en cada n ubicaciones significativas de masa

Δ_i : desplazamiento inelástico en cada n ubicaciones significativas de masa

Δ_d : desplazamiento de diseño de la estructura

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

La altura efectiva se calcula según la Ecuación 2.16. Como se observa en dicha ecuación, la altura efectiva depende de la masa y altura de cada piso, así como del perfil de desplazamientos calculado ya sea con la Ecuación 2.8 o la Ecuación 2.9.

Ecuación 2.16: Altura efectiva

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}$$

Donde:

m_i : masa concentrada en cada n ubicaciones significativas de masa

Δ_i : desplazamiento inelástico en cada n ubicaciones significativas de masa

h_i : altura de cada n ubicaciones significativas de masa

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

En estructuras de varios grados de libertad, las demandas de ductilidad sobre los elementos de la estructura se calculan con relación al desplazamiento de diseño previamente calculado con la Ecuación 2.2. La Ecuación 2.17 y la Ecuación 2.18 presentan las relaciones planteadas para este fin. Dado que el comportamiento de los muros estructurales es el que gobierna la respuesta en estructuras duales, la Ecuación 2.19, que detalla el cálculo de la deriva de fluencia para pórticos, solo se utiliza para fines de verificación de ductilidad y no para determinar los desplazamientos de fluencia.

Ecuación 2.17: Ductilidad demandada para muros estructurales

$$\mu_W = \Delta_D / \Delta_{yW}$$

Donde:

Δ_D : desplazamiento de diseño

Δ_{yW} : desplazamiento de fluencia, evaluado en HCF

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.18: Ductilidad demandada para pórticos

$$\mu_F = \Delta_D / (\theta_{yF} H_e)$$

Donde:

Δ_D : desplazamiento de diseño

θ_{yF} : deriva de fluencia en pórticos

H_e : altura equivalente

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.19: Deriva de fluencia para pórticos de concreto armado

$$\theta_y = \frac{0,5L_b \varepsilon_y}{h_b}$$

Donde:

L_b : longitud media de vigas

ε_y : deformación unitaria de fluencia del refuerzo longitudinal de vigas

h_b : peralte medio de vigas

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Las demandas obtenidas con estas ecuaciones pueden reemplazarse en la Ecuación 2.13 y la Ecuación 2.14 para hallar las fracciones de amortiguamiento correspondientes a los muros y pórticos. Para obtener el amortiguamiento equivalente de toda la estructura, se ponderan los valores obtenidos con el momento volcante que soporta cada tipo de elemento. Este cálculo se presenta en la Ecuación 2.20.

Ecuación 2.20: Determinación de amortiguamiento equivalente

$$\xi_{sys} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$$

Donde:

ξ_x : fracción de amortiguamiento de muros (W) o pórticos (F)

$M_{OTM,x}$: momento volcante sobre muros (W) o pórticos (F)

M_{OTM} : momento volcante total de la estructura

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Dependiendo de los resultados obtenidos, puede ser necesario iterar los valores de deriva de diseño, como menciona Morales (2020), o aumentar la proporción de fuerzas sobre los muros estructurales (Sullivan et al., 2006). Sin embargo, una adecuada estructuración debería ser suficiente para mantener las demandas de ductilidad en niveles aceptables. Adicionalmente, puede evaluarse la ductilidad de curvatura, como se plantea en Sullivan et al. (2006) para una mejor representación del comportamiento de la estructura. Para esta evaluación, se compara la demanda de ductilidad de curvatura en muros contra la capacidad de ductilidad de curvatura, calculada con la Ecuación 2.5 y la curvatura última de muros de concreto armado según Priestley y Kowalsky (citado en Sullivan et al., 2006). Las relaciones utilizadas se presentan en las ecuaciones Ecuación 2.21 y Ecuación 2.22. Aunque corresponde a un planteamiento posterior, se considera que puede utilizarse efectivamente la Ecuación 2.10

para el cálculo de la longitud de rótula plástica, al ser una revisión de las expresiones utilizadas en el planteamiento del año 2006.

Ecuación 2.21: Demanda de ductilidad de curvatura en muros

$$\mu_{\phi_{wall}} = 1 + \frac{1}{L_p \phi_{ywall}} \left(\theta_d - \frac{\phi_{ywall} h_{inf}}{2} \right)$$

Donde:

ϕ_{ywall} : curvatura de fluencia de muros

θ_d : deriva de diseño

h_{inf} : altura de inflexión

L_p : longitud de rótula plástica

Nota: Tomado de Sullivan et al., (2006)

Ecuación 2.22: Curvatura última de muros según Priestley y Kowalsky (1998)

$$\phi_u = \frac{0,072}{L_w}$$

Donde:

L_w : longitud del muro

Nota: Tomado de Sullivan et al., (2006)

2.1.3. Respuesta de la estructura

Tras haber determinado el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento equivalente, se puede extraer el período efectivo de la estructura desde espectros de desplazamiento con amortiguamiento constante, los cuales deben utilizarse para considerar el efecto de la respuesta dúctil de la estructura (Priestley et al., 2007). Se han planteado múltiples expresiones para la obtención de estos espectros partiendo desde los espectros elásticos convencionales ($\xi=5\%$).

Algunas ecuaciones seleccionadas se presentan en la Tabla 2.2, abarcando un rango de aproximadamente 30 años de investigaciones.

Priestley et al. (2007) analizaron las expresiones de Newmark y Hall y de las dos versiones del Eurocódigo, y llegaron a dos conclusiones al compararlas. La primera, que la expresión de Newmark y Hall resulta muy conservadora respecto a los valores del Eurocódigo, como se aprecia en la Figura 2.4. La segunda, que el factor del Eurocódigo de 1998 es el que mejor se ajusta a acelerogramas reales sin efecto de pulsos de velocidad, como se aprecia en la Figura 2.5, que muestra el contraste de la ecuación con resultados de análisis espectral de 14 acelerogramas espectro-compatibles de Los Ángeles, California (Priestley et al., 2007). Tiempo después, Kong & Kowalsky (2016) recogerían múltiples investigaciones y análisis sobre los factores de reducción por amortiguamiento y presentarían su propia formulación del factor de reducción. El factor propuesto por los autores es una expresión simplificada basada en el planteamiento de Rezaeian et al. Se resalta que la nueva expresión considera la influencia tanto del período como de la magnitud del sismo analizado.

Tabla 2.2: Ecuaciones de factor de reducción de espectros elásticos por amortiguamiento

Autores	Año	Fórmula
Newmark y Hall	1987	$R_{\xi} = (1,31 - 0,19 \ln(100\xi))$
Eurocódigo 8	1998	$R_{\xi} = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi}\right)^{\alpha}$
GB50011-2001	2001	$R_{\xi} = \frac{1}{B_d} = 1 + \frac{0,05 - \xi}{0,06 + 1,7\xi} \geq 0,55$
Eurocódigo 8	2003	$R_{\xi} = \left(\frac{0,10}{0,05 + \xi}\right)^{0,5}$
FEMA 440	2005	$\frac{1}{R_{\xi}} = B_d = \frac{4}{5,6 - \ln \beta}$
JSSI 2010	2010	$\frac{1}{R_{\xi}} = F_h = \frac{1,5}{1 + 10h} \geq 0,4$
Kong y Kowalsky	2016	$DSF = \left(\frac{12}{7 + \beta}\right)^{0,5} - \frac{M\sqrt{\xi}}{500} + \frac{7,6 - M}{3 + 30\left(\frac{12}{7 + \beta}\right)^{1,5}} \log 0,75$ <p style="text-align: center;">para $0,2s < T < 0,75s$</p> $DSF = \left(\frac{12}{7 + \beta}\right)^{0,5} - \frac{M\sqrt{\xi}}{500} + \frac{7,6 - M}{3 + 30\left(\frac{12}{7 + \beta}\right)^{1,5}} \log M$ <p style="text-align: center;">para $0,75s \leq T < 10s$</p>

Donde:

$\alpha=0,5$

ξ, h : fracción de amortiguamiento efectivo (en decimales)

β : fracción de amortiguamiento efectivo (en porcentaje)

M : magnitud de momento

T : período

Nota: Elaboración propia. Información adaptada de Kong & Kowalsky (2016), Mendo Rodríguez (2015) y Priestley et al. (2007)

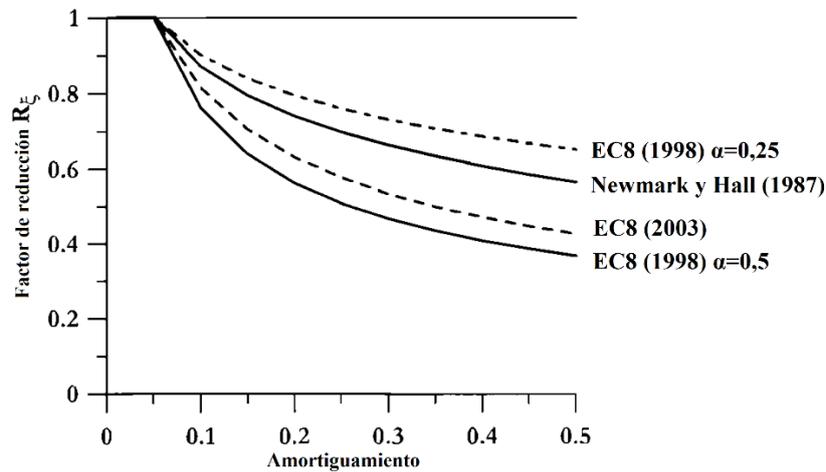


Figura 2.5: Comparación de factores de modificación de desplazamientos espectrales

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007).

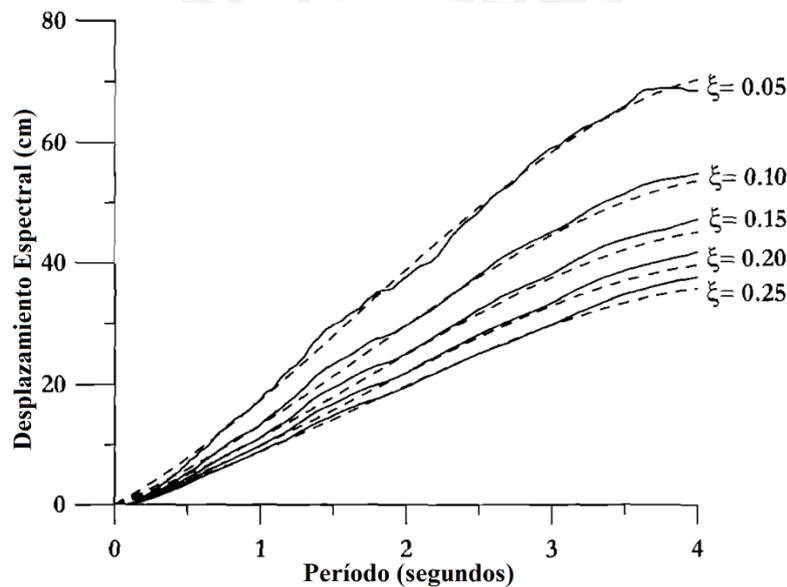


Figura 2.6: Comparación entre resultados de análisis espectral y ecuación EC8 (1998)

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007).

Por su lado, Mendo Rodríguez (2015), realiza una comparación entre un mayor número de factores B_d (el inverso de R_ξ), normalmente utilizados en aplicaciones de diseño con aislamiento sísmico. La primera observación encontrada es sobre la precisión de las fórmulas: fórmulas como las del código chino GB50011-2001 ofrecen resultados más conservadores, mientras que la expresión del código japonés JSSI resulta en valores más ajustados (Mendo Rodríguez, 2015). La segunda observación es que “los valores de los códigos FEMA P-751,

FEMA 440 y Eurocódigo 8 [2004] son similares para valores de amortiguamiento menores a 30% y mayores al código ASCE/SEI 7-10” (Mendo Rodríguez, 2015). Finalmente, códigos como el JJSI, GB50011-2001 y Eurocódigo 8 limitan sus valores para fracciones de amortiguamiento mayores al 30% (Mendo Rodríguez, 2015). Una comparación gráfica con algunas expresiones de la Tabla 2.2 se presenta en la Figura 2.7.

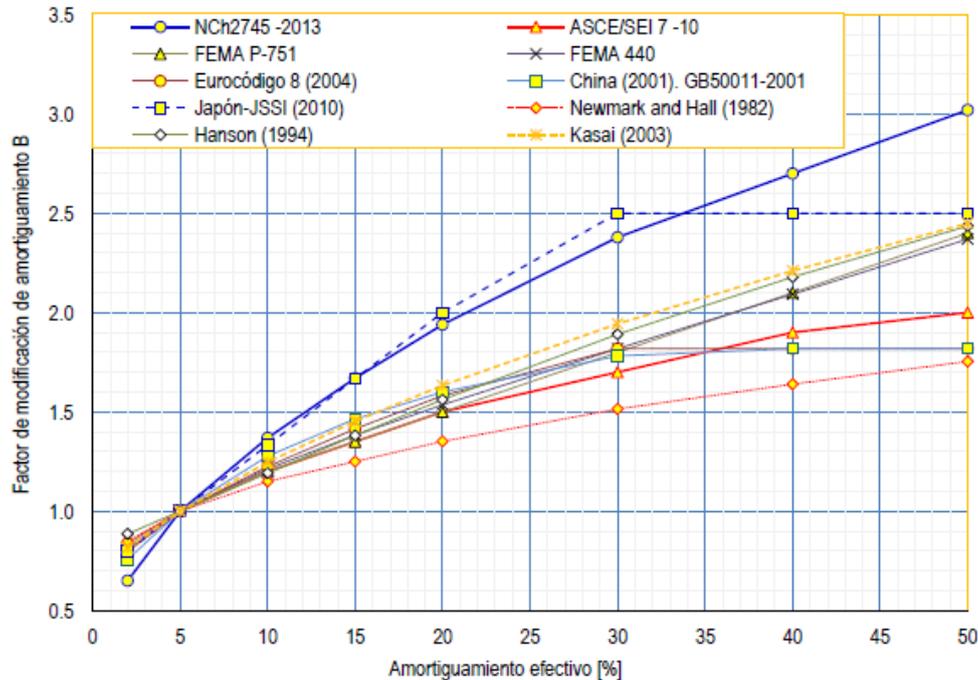


Figura 2.7: Comparación del factor B

Nota: Tomado de Mendo Rodríguez (2015)

Como alternativa a los espectros con amortiguamiento constante, pueden utilizarse factores de reducción espectral por ductilidad, combinando expresiones como las ecuaciones Ecuación 2.13 y Ecuación 2.14 con los factores planteados en el Eurocódigo (Priestley et al., 2007). Un ejemplo de aplicación de este concepto se puede observar en la norma ecuatoriana NEC-SE-DS, utilizada en la tesis de González Carrión (2013). Puesto que aún no existe consenso sobre la forma más óptima de relacionar los parámetros de ductilidad y amortiguamiento, como lo evidencia la multitud de expresiones en la Tabla 2.2, Priestley et al. (2007) disuaden del uso de este tipo de factores.

Finalmente, tras obtener todos los parámetros equivalentes necesarios, se calculan las fuerzas laterales generadas por el evento sísmico. La fuerza lateral de diseño a utilizar con el método es igual a la cortante basal de diseño, obtenida como la multiplicación de la rigidez efectiva (Ecuación 2.11) y el desplazamiento de diseño (Ecuación 2.23). Combinando esta relación con la Ecuación 2.11 y el desarrollo del cálculo del período efectivo, se llega a una expresión simplificada para hallar la fuerza cortante basal de diseño, la Ecuación 2.24 (Priestley et al., 2007). Se puede observar que esta ecuación considera el factor de reducción del Eurocódigo 8, con un exponente α que varía de 0,5, para condiciones normales, a 0,25, considerando efecto de pulsos de velocidad.

Ecuación 2.23: Cortante basal

$$V_{Base} = K_e \Delta_d$$

Donde:

K_e : rigidez efectiva

Δ_d : desplazamiento de diseño

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.24: Ecuación simplificada de cortante de diseño

$$V_{Base} = K_e \Delta_d = \frac{4\pi^2 m_e}{T_c^2} * \frac{\Delta_{c,5}^2}{\Delta_d} \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{2\alpha} = \frac{4\pi^2 m_e}{T_c^2} * \frac{\Delta_{c,5}^2}{\Delta_d} * R_\xi$$

Donde:

K_e : rigidez efectiva

Δ_d : desplazamiento de diseño

m_e : masa efectiva

T_c : período de desplazamiento máximo para espectro de $\xi=5\%$

$\Delta_{c,5}$: desplazamiento máximo de espectro de $\xi=5\%$

ξ : fracción de amortiguamiento efectivo

α : exponente para considerar efecto de pulsos de velocidad

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

2.1.4. Diseño por Capacidad

El diseño por capacidad consiste en la asignación de determinada capacidad a flexión o flexo-compresión en los distintos elementos estructurales, a fin de asegurar la formación de rótulas plásticas en las ubicaciones y modos de desplazamiento deseados (Priestley et al., 2007). En el caso particular del DDBD, este tipo de diseño se realiza adicionalmente para considerar el efecto de modos superiores de vibración en la respuesta de fuerzas internas en ubicaciones externas a las rótulas plásticas (Priestley et al., 2007). La ecuación básica de diseño por capacidad para el DDBD se muestra en la Ecuación 2.25.

Ecuación 2.25: Ecuación básica de diseño por capacidad para DDBD

$$\phi_S S_D = S_R = \phi^O \omega S_E$$

Donde:

Φ_S : factor de reducción de resistencia

S_D : resistencia de diseño

S_R : resistencia demandada

Φ^O : factor de amplificación por sobrerresistencia

ω : factor de amplificación por efecto de modos superiores

S_E : resistencia básica

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

La ecuación básica se adapta para cada tipo de elemento estructural (vigas, columnas y muros) y para cada tipo de demanda de fuerzas estructurales (fuerza cortante y momento

flector, principalmente). Para el caso de estructuras duales de concreto armado, existen consideraciones adicionales que pueden variar respecto al planteamiento establecido para sistemas estructurales “puros”. En específico, estas adaptaciones aplican para estructuraciones con β_f en el rango de 0,2 a 0,6, inclusive; bajo el límite inferior se siguen los procedimientos de diseño por capacidad para sistema de muros estructurales, mientras que valores superiores al 0,6 derivan al diseño por capacidad de sistema de pórticos (Priestley et al., 2007).

En el caso de las columnas, las expresiones dependen principalmente del cumplimiento de ciertas recomendaciones y asunciones de diseño establecidas en el método, como lo son el mantenimiento de una fuerza cortante constante en toda la altura de los pórticos, una reducción del 50% de resistencia en las vigas del piso superior y la formación de rótulas plásticas en la base de los elementos verticales (Priestley et al., 2007). Para el diseño por flexo-compresión, el momento flector en la base se define en la Ecuación 2.26. El diseño por cortante por capacidad también se guía por una expresión similar, presentada en la Ecuación 2.27, asumiendo que se siguen las recomendaciones del párrafo anterior. Si es que no se cumplieran, como en el caso de pórticos superiores sin reducción de resistencia o con rótulas en la base con resistencia adicional, el cálculo de la fuerza cortante requerida debe ajustarse para considerar la variación entre los extremos de cada nivel afectado (Priestley et al., 2007).

Ecuación 2.26: Resistencia requerida a flexión en columnas por capacidad

$$\phi_f M_c \geq M^o = 1,3\phi^o M_{CE}$$

Donde:

$\Phi_f=0,9$: factor de reducción de resistencia a flexión

M_c : resistencia a flexión de diseño

M^o : resistencia a flexión demandada

$\Phi^o=1,1$: factor de amplificación por sobrerresistencia

M_{CE} : momento flector del análisis

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.27: Resistencia requerida a cortante en columnas por capacidad

$$\phi_V V_c \geq V^o = 1,3\phi^o V_{CE}$$

Donde:

$\Phi_V=0,85$: factor de reducción de resistencia a flexión

V_C : resistencia a cortante de diseño

V^o : resistencia a cortante demandada

$\Phi^o=1,1$: factor de amplificación por sobrerresistencia

V_{CE} : fuerza cortante del análisis

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

Para el caso de los muros de corte, el diseño involucra el uso de envolventes tanto de momentos flectores como de fuerzas cortantes. Una representación gráfica de ambas se presenta en la Figura 2.8. En el caso de la envolvente de momentos, se asume una variación bilineal, considerando un valor de momento a media altura y momentos nulos en el extremo superior de los muros (Priestley et al., 2007). Esta envolvente puede modificarse teóricamente con un incremento de valores en la segunda mitad por el efecto de salto de tensión (Priestley et al., 2007). El momento a media altura se calcula como una proporción del momento en la base, amplificado por la sobrerresistencia. La expresión que define esta relación se muestra en la Ecuación 2.28.

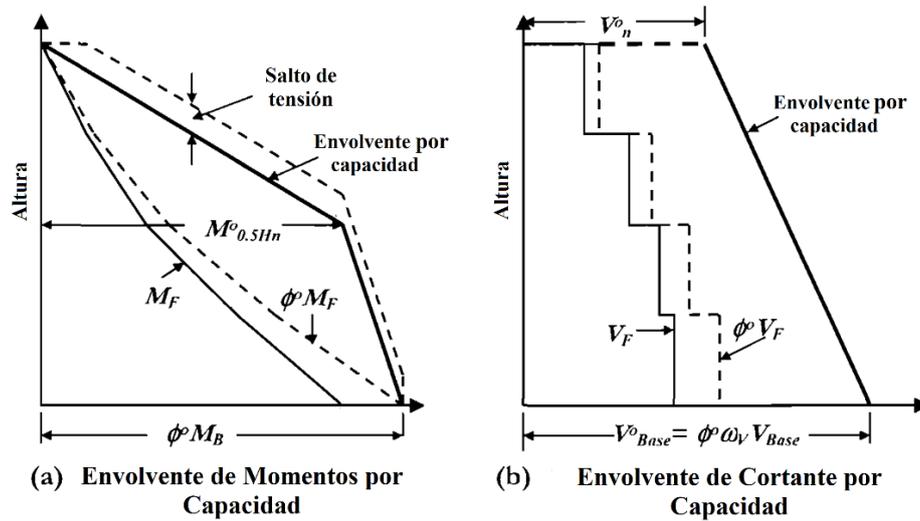


Figura 2.8: Envolturas de diseño por capacidad de muros

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.28: Relación entre momento basal y a media altura en muros por capacidad

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075T_i \left(\frac{\mu}{\phi^0} - 1 \right) \geq 0,4, \text{ luego, } M_{0,5Hn}^o = C_{1,T} * \phi^o M_B$$

Donde:

$C_{1,T}$: relación entre momento basal y momento a media altura

$T_i \approx T_e / \sqrt{\mu}$: período fundamental elástico

μ : ductilidad demandada del sistema'

$\Phi^0=1,0$: factor de amplificación por sobrerresistencia

$M_{0,5Hn}^o$: momento a media altura

M_B : momento flector basal del análisis

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

La envolvente de cortantes tiene un planteamiento más simple, solo considera los valores de fuerza cortante basal y en el extremo superior del muro. Para el caso de estructuras duales y que cumplan con las condiciones del rango de β_f , los factores de amplificación para la fuerza cortante basal se definen como se presentan en la Ecuación 2.29 y la Ecuación 2.30.

Asimismo, la fuerza cortante superior se define como el 40% de la fuerza cortante basal amplificada (Priestley et al., 2007).

Ecuación 2.29: Fuerza cortante basal por capacidad en muros

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^0} C_{2,T}, \text{ luego, } V_B^O = \phi^0 \omega_V V_{Base}$$

Donde:

ω_V : factor de amplificación por efecto de modos superiores

μ_{sys} : ductilidad demandada del sistema

$\Phi^0=1,2$: factor de amplificación por sobrerresistencia

$C_{2,T}$: factor de amplificación por periodo

V_B^O : fuerza cortante amplificada por capacidad

V_{Base} : fuerza cortante basal del análisis

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

Ecuación 2.30: Factor de amplificación $C_{2,T}$

$$C_{2,T} = 0,4 + 0,2(T_i - 0,5) \leq 1,15$$

Donde:

$T_i \approx T_e/\sqrt{\mu}$: período fundamental elástico

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

2.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

El análisis dinámico modal espectral es un método de análisis sísmico determinístico. Según Chopra (2012), consiste en la combinación de las respuestas máximas de cada modo significativo de la estructura, por medio de los métodos de raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS en inglés) o combinación cuadrática completa (CQC en inglés). La ventaja del método

consiste en poder obtener valores de respuesta máxima directamente de los espectros de respuesta (o diseño), sin tener que realizar un análisis de la historia de respuestas de la estructura.

El procedimiento de análisis puede resumirse tradicionalmente en cuatro pasos: definir las propiedades estructurales del modelo (rigidez y amortiguamiento), determinar las frecuencias naturales y modos de vibración, calcular las respuestas espectrales de cada modo, y obtener la respuestas de la estructura por medio de la combinación de los valores espectrales (Chopra, 2012). A pesar de que el método “reduce el análisis a una serie de análisis estáticos”, este “aún es un procedimiento de análisis dinámico, ya que utiliza las propiedades de vibración de la estructura y las características dinámicas del movimiento del suelo por medio del espectro de respuesta o de diseño” (Chopra, 2012).

El análisis dinámico modal espectral permite obtener las respuestas máximas de desplazamientos y fuerzas internas de la estructura, no de forma exacta, pero por medio de un estimación con la precisión suficiente para los cálculos estructurales (Chopra, 2012). Debe tenerse en cuenta que esta estimación puede contar con errores no conservadores de hasta el 25%, dependiendo del alcance de la respuesta a obtener y del grado de idealización del espectro utilizado (Chopra, 2012).

El análisis dinámico modal espectral es el método general de análisis sísmico en la Norma NTE E.030 Diseño sismorresistente, aplicable a estructuras en las cuatro zonas de peligro sísmico definidas. La norma controla requisitos para los modelos empleados, los modos de vibración considerados, las características de las aceleraciones espectrales, los criterios de combinación utilizados, las fuerzas cortantes mínimas para el diseño, y la consideración de efectos de torsión. Para realizar el análisis en estructuras de concreto armado con diafragmas rígidos, la norma recomienda el uso de modelos de masas concentradas con tres grados de libertad; estos modelos se realizan considerando las inercias brutas de los elementos y las

interacciones entre muros perpendiculares, y deben incluir excentricidad accidental de masa del 5% de las longitudes transversales al análisis (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). La expresión que define el espectro de aceleraciones de la norma se presenta en la Ecuación 2.31. En este caso, el factor R_0 está definido como el producto de R_Ω , que relaciona la fuerza cortante de diseño con la fuerza de fluencia efectiva, incrementada por la sobrerresistencia de los materiales; y el factor R_μ , denominado factor de reducción por ductilidad (Muñoz, 2020). En el espectro no se aplica la restricción de la relación C/R especificada para el método estático a fin de no amplificar indebidamente el efecto de los modos superiores de vibración (Muñoz, 2020).

Ecuación 2.31: Espectro de aceleraciones de la norma E.030

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Donde:

Z: factor de zona

S: factor de suelo

C: factor de amplificación sísmica

U: factor de uso

R: coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, $R=R_0*I_a*I_p$

g: aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

Nota: Tomado de Ministerio de Vivienda - SENCICO (2020b)

Respecto a las condiciones de análisis en sí, la norma considera “aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis” (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). Las estructuras se evalúan con los espectros definidos para aceleraciones horizontales y verticales, según sea el caso; y las respuestas

modales se combinan mediante el método CQC, o alternativamente mediante el método SRSS (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). El método de combinación CQC está definido por las dos ecuaciones siguientes:

Ecuación 2.32: Criterio de Combinación Cuadrática Completa

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde:

r: respuesta máxima elástica esperada

r_i, r_j : respuestas modales

ρ_{ij} : coeficiente de correlación de modos i, j

Nota: Tomado de Ministerio de Vivienda - SENCICO (2020b)

Ecuación 2.33: Coeficiente de correlación CQC

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2 * (1 + \lambda) * \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2) + 4\beta^2 \lambda * (1 + \lambda)^2}$$

Donde:

β : fracción de amortiguamiento crítico = 5%

$\lambda = \omega_j / \omega_i$: razón de frecuencias angulares

ω_i, ω_j : frecuencias angulares de modos i, j

Nota: Tomado de Ministerio de Vivienda - SENCICO (2020b)

2.3. Estado del arte

Pese a la relativa novedad del método, múltiples investigaciones relacionadas al tema han sido publicadas en el ámbito internacional. Para la presente investigación, son relevantes aquellas relacionadas al diseño en concreto armado. Se describen a continuación los hallazgos de algunas investigaciones seleccionadas.

La primera investigación relevante para el tema de tesis es aquella conducida por Sullivan et al. (2006). En este documento, se plantearon por primera vez las adaptaciones necesarias al método DDBD para el diseño de estructuras duales. La necesidad de la investigación se justifica al considerar la mayor eficiencia y conveniencia de este sistema estructural para otorgar propiedades sismorresistentes a una edificación (Sullivan et al., 2006). La segunda parte de la investigación plantea el proceso de diseño adaptado y desarrolla las múltiples consideraciones adicionales necesarias respecto al DDBD básico, como el uso de la altura de inflexión, la determinación de la proporción de fuerzas sobre cada tipo de elemento como parámetro de diseño, la obtención de la fracción de amortiguamiento del sistema ponderando aquellas obtenidas para los pórticos y placas, y la distribución especial de las fuerzas horizontales en altura. La última sección de la investigación realiza la aplicación del procedimiento, mostrando las etapas de diseño y la verificación de resultados por medio de análisis tiempo-historia. Los autores concluyen que el método planteado es adecuado para controlar desplazamientos y derivas de entrepiso en estructuras duales, y recomiendan estudiar la validez del procedimiento frente a efectos tridimensionales (Sullivan et al., 2006).

Un año después, se publica la obra de Priestley et al. (2007), *Displacement-based seismic design of structures*. El libro es una referencia importante para el método DDBD, ya que recoge y formaliza los procedimientos y conceptos provenientes de las múltiples investigaciones realizadas por los autores desde la década de 1990, entre las que se incluye Sullivan et al. (2006). El contenido del libro puede dividirse en cuatro secciones principales. Los capítulos 1 al 3 introducen al lector al método, justificando su existencia y mostrando los conceptos básicos del método, como los parámetros equivalentes. La segunda sección abarca solo el capítulo 4, que desarrolla las herramientas aplicables y preferidas para el análisis durante el diseño y la verificación de resultados. La tercera sección abarca los capítulos 5 al 12, y brinda procedimientos más específicos para una gran variedad de casos: estructuras de concreto

armado con sistemas de pórticos, muros y dual; estructuras de albañilería, estructuras de madera, puentes, estructuras con sistemas pasivos de protección sísmica y muelles. Finalmente, los capítulos 13 y 14 dan algunas consideraciones adicionales, como métodos de evaluación basados en desplazamientos y el planteamiento inicial de un código de diseño basado en desplazamientos. Cada capítulo cuenta además con una adecuada revisión bibliográfica de los antecedentes que derivan en los métodos y con ejemplos aplicativos de los múltiples conceptos planteados.

Como resultado del continuo refinamiento del método, se publica el código modelo DBD12 (Sullivan, Priestley, & Calvi, 2012). Este documento se diferencia del libro mencionado en el párrafo anterior en el sentido que trata de emular una sección de código normativo de diseño (específicamente, compatible con el Eurocódigo 8) para acelerar y facilitar la adopción del método en el uso común. Como objetivo secundario, algunas de sus provisiones pretenden preparar una transición para el uso de factores de reducción de desplazamientos en función de la ductilidad (Sullivan et al., 2012). Entre algunos de los avances plasmados en el código modelo, se encuentran los siguientes: el uso de dos distintos factores de reducción de desplazamientos para considerar distintas condiciones de amortiguamiento, la estandarización de derivas máximas y otros parámetros límite en función de niveles de desempeño y el planteamiento de la altura de inflexión en función de la resistencia a momentos de los pórticos (y ya no a cortante). Dado su carácter “normativo”, el documento solo emite recomendaciones oficiales para ciertos sistemas estructurales y materiales (Sullivan et al., 2012). Sin embargo, sus anexos incluyen algunas recomendaciones preliminares y ayudas de diseño para el diseño de muros de contención, pórticos de acero generales y estructuras con aislamiento en la base.

Malekpour & Dashti (2013) analizaron los resultados de la aplicación del método al investigar y comparar el comportamiento de estructuras de concreto armado con sistemas estructurales de pórticos, dual (muros y pórticos) y pórticos con arriostres de acero; con

diferentes casos de altura (4, 8 y 12 pisos). En los casos analizados, se observa que todos son diseñados con una deriva límite de 0,025, aunque los parámetros equivalentes siempre varían (Malekpour & Dashti, 2013). Entre las tendencias que se aprecian, resalta que la masa, altura y período efectivos, así como el desplazamiento de diseño, son directamente proporcionales al aumento de pisos, mientras que la misma relación no es tan clara para el amortiguamiento equivalente (Malekpour & Dashti, 2013). Asimismo, los edificios de sistema dual cuentan con los mayores desplazamientos de diseño y las menores fracciones de amortiguamiento equivalente (Malekpour & Dashti, 2013). La verificación de los diseños se realizó por medio de análisis tiempo-historia en el programa PERFORM 3D, con modelado inelástico de los elementos de acuerdo a FEMA 356 (Malekpour & Dashti, 2013). Se resalta que, en las estructuras de pórticos simples, las mayores derivas se concentran a mayores alturas que en los otros casos (aproximadamente a $2/3$ de la altura vs. $1/3$ en los otros dos) (Malekpour & Dashti, 2013). Los autores concluyeron que se obtuvieron resultados aceptables para todos los casos, con la excepción del edificio aporticado con arriostres de 12 pisos, el cual sufrió de notorias derivas en los pisos inferiores, atribuibles al pandeo de los arriostres (Malekpour & Dashti, 2013).

Ese mismo año, González Carrión (2013) realizó una comparación entre el diseño por DBF y DDBD de una estructura de pórticos, ambos basados en la metodología DDBD adaptada de la norma NEC-11. Para la comparación, se mostró el proceso de diseño de cada estructura y se elaboran modelos de ambas en el programa SAP2000, a los que posteriormente se les realizó un análisis espectral y un análisis *push-over*. La tesis evidenció la obtención de mayores valores de respuesta de la estructura (fuerza cortante y desplazamientos) y un adecuado control de desplazamientos utilizando el método DDBD en el diseño de estructuras aporticadas (González Carrión, 2013). Asimismo, se apreció la facilidad de utilización del método respecto al tradicional DBF (González Carrión, 2013).

Nievas & Sullivan (2014) continuaron con el refinamiento del método para estructuras duales. Como se mencionó anteriormente, el método descrito por Sullivan et al. (2006) considera muros estructurales que resisten como mínimo el 50% de la fuerza cortante basal. Frente a esta hipótesis, los autores del *paper* exploraron las consideraciones necesarias para diseñar edificios de concreto armado del tipo “pórtico fuerte – muro débil”, es decir, con muros que resisten menos de la mitad de la cortante basal. En específico, plantearon una modificación al perfil de desplazamientos del sistema SDOF. Los autores identificaron que la altura de inflexión del sistema controla más directamente los desplazamientos que la distribución de fuerzas en los elementos. En contraste con el perfil de desplazamientos tradicional, que supone una forma cúbica hasta la altura de inflexión, seguida de desplazamientos linealmente variables, ellos proponen un segundo perfil de desplazamientos, así como un perfil de transición para relaciones H_{cf}/H_n (altura de inflexión entre altura total) en el rango de 0,2 a 0,5 (Nievas & Sullivan, 2014). El nuevo perfil asume una forma cuadrática (controlada por los pórticos) sobre la altura de inflexión, como se aprecia en la Figura 2.9. Para comprobar sus planteamientos, los autores utilizaron el software DBDSof y las consideraciones del código modelo DDBD12 para el diseño, y posteriormente sometieron sus estructuras de prueba de 4, 12 y 20 pisos al análisis tiempo-historia no lineal (Nievas & Sullivan, 2014). De los resultados de derivas obtenidos, se observa que “a pesar de la buena compatibilidad entre formas de desplazamiento normalizadas [...], las derivas de entrepiso máximas de diseño son [...] excedidas para todas las edificaciones de 12 y 20 pisos, posiblemente por la amplificación P-Delta de los desplazamientos” (Nievas & Sullivan, 2014). Los autores concluyen la necesidad de refinar su planteamiento, considerando un mayor número de casos de estudio y adoptando “técnicas más refinadas de modelado, con el objetivo de entender mejor las interacciones entre los varios factores que pueden influenciar la respuesta de estructuras duales” (Nievas & Sullivan, 2014). Se rescata que el planteamiento de los autores podría ser útil para el diseño de

estructuras con sistema de pórticos de concreto armado con cajas de ascensores, como suelen verse en el medio local.

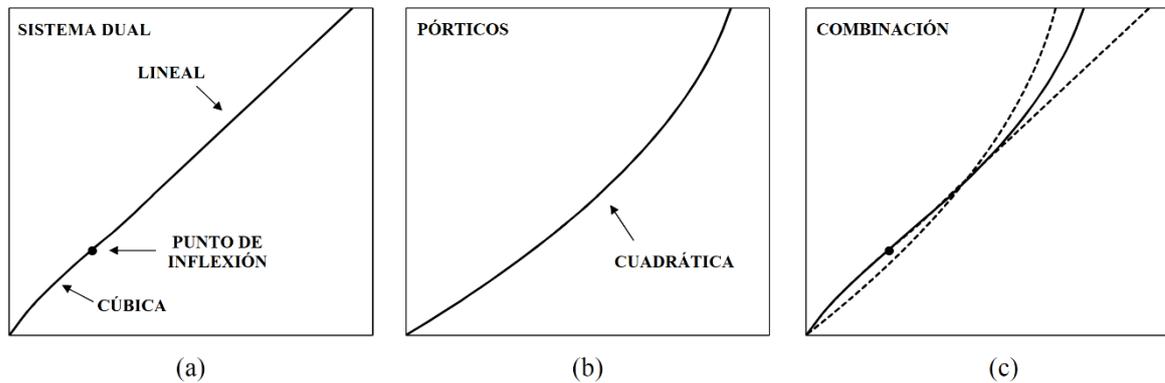


Figura 2.9: Comparación de perfiles de desplazamiento

Nota: Tomado de Nievas & Sullivan (2014).

Como se mencionó al inicio del capítulo, la investigación de Kong & Kowalsky (2016) evalúa el impacto del uso de factores de reducción o escala por amortiguamiento en el DDBD. A pesar de que los factores del Eurocódigo son adecuados para los propósitos del método y para relaciones de amortiguamiento menores al 22%, los autores reflexionan sobre nuevos planteamientos de modelos de regresión, en específico, los planteados por Akkar et al. y Rezaeian et al., por considerarlos mucho más completos que sus predecesores. Sin embargo, debido a que el uso de estas expresiones complejas podría afectar la simplicidad del método de diseño, se plantean dos alternativas de actualización. La primera opción es utilizar la expresión simplificada (mostrada en la Tabla 2.2) como factor de conversión a espectros de amortiguamiento constante, en reemplazo de los factores convencionales del Eurocódigo; mientras que la segunda consiste en no realizar cambios a los espectros inelásticos (respecto al procedimiento tradicional) y considerar un factor de ajuste de la fuerza cortante basal que contemple las mencionadas características del evento sísmico (Kong & Kowalsky, 2016). Ambos enfoques pueden ayudar a reducir la subestimación en el cálculo de la fuerza cortante

basal, especialmente para eventos sísmicos con períodos largos y magnitudes bajas (Kong & Kowalsky, 2016).

Massena et al. (2018) también realizaron investigaciones y análisis del método DDBD, con énfasis en las asunciones de amortiguamiento del método. Para la evaluación de las fórmulas de amortiguamiento equivalente, se compararon los resultados obtenidos al realizar un análisis tiempo-historia no lineal con 3 juegos de 10 señales en estructuras calibradas, con aquellos obtenidos mediante las fórmulas de Dwairi-Kowalsky y Blandon-Priestley (Massena et al., 2018). Otra investigación para evaluar la influencia de la elección de fórmulas en los resultados de diseño se realizó analizando un pilar de puente de concreto armado para tres casos de variación de regla de histéresis y espectro utilizados y comparando las demandas de ductilidad obtenidas con las fórmulas de Priestley, Blandon-Priestley y Dwairi-Kowalsky (Massena et al., 2018). Los resultados indican que “los métodos de Blandon-Priestley y Dwairi-Kowalsky conducen a diseños acertados para [estructuras de] baja ductilidad y diseños seguros, aunque menos precisos, para ductilidad asumida de moderada a alta” (Massena et al., 2018), y que la fórmula de D-K podría considerarse superior no por una gran diferencia entre resultados, sino por su simplicidad (Massena et al., 2018). Asimismo, se realizaron tres diseños de estructuras aporticadas utilizando el método DDBD, la cuales fueron evaluadas utilizando espectros de diseño del Eurocódigo. De los resultados obtenidos, se observó un buen desempeño estructural, aunque sin diferencias significativas con lo obtenible mediante el DBF (Massena et al., 2018). Finalmente, los autores mencionan que el límite del desplazamiento de diseño nunca es alcanzado por las estructuras, como posible consecuencia del método de obtención de espectros (espectros elásticos escalados con factores de reducción por amortiguamiento); por lo que recomiendan mayor investigación para “determinar factores de escalamiento espectral apropiados, que consideren distintas características sismológicas” (Massena et al., 2018).

Por último, Morales (2020) presenta la aplicación del método a estructuras de sistemas mixtos (pórticos y muros) según la normativa chilena DS61 (2011). Expandiendo una investigación previa, el autor muestra detalladamente las consideraciones teóricas del DDBD, así como las fórmulas utilizadas y los resultados intermedios y finales de su proceso de diseño. Aunque no presenta directamente el diseño de los elementos individuales, el autor brinda recomendaciones para el diseño de elementos en concreto armado. Finalmente, se presentan los resultados del análisis tiempo-historia realizado utilizando el programa RUAMOKO 2D (Morales, 2020). De los resultados obtenidos, se observa que los desplazamientos máximos obtenidos con los registros de aceleración no superan los desplazamientos de diseño asumidos, y se concluye que el método DDBD estima y refleja adecuadamente la rigidez de los elementos, asumiendo que se efectúa el diseño por capacidad de los elementos (Morales, 2020).

En el ámbito nacional, las investigaciones sobre el tema aún son escasas. Córdova Shedan (2017), en su tesis de maestría, realizó el diseño de una estructura de sistema dual mediante DBF y DDBD y comparó los resultados obtenidos por cada metodología. Para el primer método, se realizó el diseño esperando el cumplimiento de la deriva máxima de 0,7% que indica la norma E.030, mientras que para el DDBD se eligió una deriva de 2,5%, correspondiente a un estado de control de daño frente a un sismo raro (Córdova Shedan, 2017). Como verificación, también se analizó la estructura del método DDBD mediante análisis tiempo-historia con tres registros de aceleración. Los resultados de la investigación muestran que las respuestas estructurales del método DDBD (desplazamientos, derivas y fuerzas cortantes) son considerablemente mayores que las consideradas mediante los planteamientos tradicionales (Córdova Shedan, 2017). Asimismo, se observa que los registros de aceleración utilizados “no están sometiendo a la estructura a un inminente colapso. Si se desearía someter a la estructura a un inminente colapso, se tendría que emplear un período de retorno mayor” (Córdova Shedan, 2017), por lo que se entiende que el método asegura un buen comportamiento estructural bajo

las solicitudes contempladas en las normas nacionales. Con estos resultados en consideración, el autor concluye que los desplazamientos de diseño reflejan la capacidad máxima de deformación de la estructura (Córdova Shedan, 2017).

Ccahuana Nieto y Coronel Aguilar (2020), estudiaron en su tesis de pregrado las diferencias en comportamiento entre estructuras con sistemas de placas de concreto armado y pórticos de acero. Los autores primero modelaron cada tipo de estructura utilizando el método DBF de las normas peruanas (con resultados de análisis en ETABS), y luego utilizaron el lenguaje MATLAB para aplicar el DDBD y obtener resultados. Con toda esta información recolectada, se realizan dos tipos de comparaciones: la comparación entre resultados del DBF y DDBD, para cada tipo de estructura, y la comparación entre ambos tipos de sistema estructural, diseñados por DDBD. Se obtuvo como conclusión que la mayor respuesta estructural (cortante basal y momento volcante) se genera en las estructuras de sistema dual diseñadas por DDBD, comparado con su contraparte diseñada por DBF y con las estructuras de pórticos de acero (Ccahuana Nieto & Coronel Aguilar, 2020). Asimismo, también es notorio que la estructura de pórticos de acero es considerablemente más dúctil (100,18%) y menos rígida (44,53%) que la estructura dual de concreto armado (Ccahuana Nieto & Coronel Aguilar, 2020).

Por último, la tesis de maestría de Sucapuca Rojas (2021) evalúa una edificación dual existente utilizando la metodología DDBD. La tesis es particular porque utiliza los conceptos del método para estimar la respuesta estructural. Se comparan los resultados del análisis estático con los desplazamientos de diseño obtenidos, y para verificar los resultados, se realiza un análisis estático no lineal, o *pushover*, de la edificación (Sucapuca Rojas, 2021). Los resultados de la tesis demuestran que el edificio evaluado presenta un buen nivel de desempeño, siendo este uno de Ocupación Inmediata según las recomendaciones del comité VISION 2000 (Sucapuca Rojas, 2021). Asimismo, el autor concluye que el método es adecuado para la evaluación estructural, puesto que sus resultados tienen conformidad con los obtenidos

mediante el análisis *pushover*, aunque pueden llegar a ser más conservadores (Sucapuca Rojas, 2021).

En resumen, existen múltiples investigaciones sobre el método DDBD, e incluso particularmente para elementos de concreto armado. Cada una de estas aborda aspectos diferentes, aunque la mayoría apunta a un refinamiento de las formas de aplicación del método y contribuyen independientemente a su adopción en la práctica cotidiana.



CAPÍTULO 3: Metodología

En este capítulo, se presentan las consideraciones a utilizarse para la aplicación del método Directo de Diseño Basado en Desplazamientos, planteado en el capítulo anterior. Asimismo, se explican el proceso y los parámetros necesarios para la evaluación de las estructuras utilizando el Análisis Dinámico Modal Espectral de la norma E.030 Diseño Sismorresistente. Los procesos descritos en este capítulo engloban las actividades y resultados presentados en los capítulos posteriores de la presente tesis.

3.1. Aplicación del método DDBD

El diseño de la estructura se realizó utilizando el método Directo de Diseño Basado en Desplazamientos, planteado por Priestley et al. (2007). El método DDBD “caracteriza a la estructura con la rigidez secante K_e para el desplazamiento máximo Δ_d , y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ [...]” (Priestley et al., 2007), así como por una masa equivalente. Para el diseño, se eligieron estados límite, que se utilizan para estimar los desplazamientos de diseño, el amortiguamiento viscoso equivalente, y la cortante en la base. Los valores de carga obtenidos se utilizaron para efectuar un diseño por capacidad de los elementos, es decir, basado en la resistencia de los elementos del prediseño, de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 21 de la norma NTE E.060 Concreto Armado (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2009).

La presente tesis se guio principalmente por el procedimiento y fórmulas de diseño planteadas por Priestley et al. (2007) y Morales (2020), adaptado a los requerimientos de las normas nacionales.

3.1.1. Hipótesis y criterios de diseño

Para iniciar el uso del método, debe definirse el porcentaje de fuerza cortante que resistirá cada tipo de elemento. En el presente trabajo, se asumió un 50% de la fuerza cortante basal sobre los pórticos para la estructura de control, y un 25% de fuerza cortante basal para la

estructura a comparar. Esto es equivalente a contar con 50% y 75% de la fuerza cortante basal sobre los muros, respectivamente. Las longitudes de muros utilizadas fueron verificadas para poder soportar estas solicitaciones. Para cada dirección y caso, se fijó una longitud total de muros, se calculó parte de la resistencia del muro equivalente según la NTE E.060 Concreto Armado dados el espesor y resistencia del concreto, y se comparó con la fracción especificada de la cortante basal obtenida por el método estático según la NTE E.030 Diseño Sismorresistente. El planteamiento para la verificación de l_w se aprecia en la Ecuación 3.1, complementada por la Ecuación 3.2 y la Ecuación 3.3.

Ecuación 3.1: Verificación de l_w

$$l_w = \frac{\frac{Z * U * C * S}{R} * P * (1 - \beta_f)}{\phi * 0,53 * e * \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

Z: factor de zona

S: factor de suelo

C: factor de amplificación sísmica

U: factor de uso

$R=R_0 * I_a * I_p$: coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

P: peso total de la estructura, en kgf

β_f : fracción de la cortante basal resistida por los pórticos

$\Phi=0,85$: factor de reducción de resistencia al corte

e: espesor de la sección de muro, en cm

f'_c : resistencia a compresión del concreto, en kgf/cm²

Nota: Elaboración propia. Adaptado de planteamientos de Ministerio de Vivienda - SENCICO (2009) y Ministerio de Vivienda - SENCICO (2020b).

Ecuación 3.2: Factor de amplificación sísmica

$$C = 2,5; \quad \text{cuando } T < T_P$$

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_P}{T}\right); \quad \text{cuando } T_P < T < T_L$$

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right); \quad \text{cuando } T > T_L$$

Donde:

T: período

T_P: período límite de zona de períodos cortos

T_L: período límite de zona de períodos largos

Nota: Tomado de Ministerio de Vivienda - SENCICO (2020b)

Ecuación 3.3: Período fundamental de vibración del método estático

$$T = h_n / C_T$$

Donde:

h_n: altura total de la edificación, en m

C_T=60: coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio (valor válido para estructuras duales y de muros estructurales)

Nota: Tomado de Ministerio de Vivienda - SENCICO (2020b)

Para calcular la altura de inflexión, se utilizó el enfoque observado en Priestley et al. (2007) y Morales (2020). En dicho enfoque, se asume una cortante basal unitaria, y se calcula la distribución de fuerzas laterales en función de la altura y masa acumuladas, conforme se muestra en la Ecuación 3.4. Seguidamente, se mantiene fija la proporción de cortante en los pórticos, con lo que se calcula la fuerza cortante sobre los muros. Finalmente, se calculan los momentos volcantes generados por las fuerzas laterales sobre los muros en cada entrepiso. La altura de inflexión se obtiene interpolando a partir de los resultados obtenidos.

Ecuación 3.4: Distribución de fuerzas en altura

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^N m_i h_i}$$

Donde:

m_i : masa de cada entrepiso

h_i : altura de cada entrepiso

Nota: Tomado de Morales (2020)

Para la distribución de fuerzas, se utilizaron las siguientes asunciones. Las alturas de entrepiso fueron distintas en el primer piso, y típicas en los pisos superiores. La masa sísmica por piso se definió igual al 100% del peso propio (estimado como 1 tonf/m²) más el 25% de la carga viva aplicada. Para los pisos típicos, este valor corresponde a 400 kgf/m², mientras que en la azotea se aplican 100 kgf/m², en conformidad con los artículos 6.1 (para cuartos y áreas comunes de hoteles) y 7.1a de la NTE E.020 Cargas (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020a).

Una vez conocida la altura de inflexión de la estructura, se procedió a calcular el perfil de desplazamientos. Para el cálculo de los perfiles de desplazamiento de fluencia, se utilizó un valor de $\epsilon=0,0035$, en conformidad con lo que se indica en el artículo 3.5.3.2 para la resistencia a fluencia del acero de refuerzo en la norma NTE E.060 Concreto Armado (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2009). Para este fin, debe compararse la deriva de deformaciones de la Ecuación 2.7 con la deriva de código. A fin de obtener resultados de diseño coherentes, se utilizó una deriva de código de 2,5%, de acuerdo a las consideraciones del código modelo DBD12 (Sullivan et al., 2012) para estructuras de clase de importancia II, daño reparable para un sismo de diseño de 10% de probabilidad en 50 años (equivalente al sismo de diseño de la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente), y elementos no estructurales frágiles. Para calcular la longitud de rótula plástica, se utilizó la Ecuación 2.10, y la curvatura de estado límite

se asumió como 0,072, según los valores medios indicados por Priestley et al. (2007) para el estado de control de daños. Si la deriva por deformaciones resultara mayor que la deriva normativa, la respuesta es controlada por la segunda y calculada con la Ecuación 2.9. Caso contrario, se utilizó la Ecuación 2.8.

Conocidos los desplazamientos inelásticos de cada entrepiso, ya es posible calcular los parámetros de la estructura equivalente (Δ_d , m_e , h_e), utilizando la Ecuación 2.2, la Ecuación 2.15 y la Ecuación 2.16. De manera similar, pudieron calcularse las demandas de ductilidad de los muros y pórticos con las ecuaciones Ecuación 2.17 y Ecuación 2.18. Como verificación, se evaluó que la demanda de ductilidad de curvatura de la Ecuación 2.21 pueda ser satisfecha por la estructura. Si la capacidad de deformación resultase insuficiente, se procedió a iterar los cálculos anteriores disminuyendo la deriva de diseño.

Tras definir adecuadamente las demandas de ductilidad, se calculó el amortiguamiento correspondiente a cada tipo de elemento estructural con la Ecuación 2.13 y la Ecuación 2.14, los cuales posteriormente se ponderaron según lo expresado en la Ecuación 2.20. El amortiguamiento equivalente calculado se utilizó para poder transformar el espectro elástico de desplazamientos. Para el presente trabajo, se utilizó la inversa del factor B_d definido en el reporte FEMA 440 y presentado en la Tabla 2.2, considerando que ofrece resultados similares a los del factor definido en el Eurocódigo 8 (Mendo Rodríguez, 2015). El espectro de diseño modificado con esta expresión está basado en el planteamiento del artículo 29.2.1 y artículos conexos de la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b), y se plasma a continuación. Se basa también en la aplicación del espectro elástico de desplazamientos en el ejemplo de diseño por DDBD en el contexto chileno (Morales, 2020).

Ecuación 3.5: Espectro elástico de desplazamientos adaptado de la norma E.030

$$S_d = ZUCSg * \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Donde:

Z: factor de zona

S: factor de suelo

C: factor de amplificación sísmica

U: factor de uso

g: aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

T: período

Nota: Adaptado de Ministerio de Vivienda - SENCICO (2020b)

Finalmente, la rigidez equivalente y la fuerza cortante basal se calcularon con la Ecuación 2.11 y la Ecuación 2.23, considerando todos los parámetros obtenidos previamente. La distribución de fuerzas y momentos sobre cada tipo de elemento estructural se obtuvieron escalando los valores utilizados para el cálculo de la altura de inflexión con el valor obtenido de fuerza cortante basal.

3.1.2. Diseño en Concreto Armado

El diseño de los elementos de concreto armado (vigas, columnas y placas) se realizó de acuerdo a las consideraciones planteadas por Morales (2020) y Priestley et al. (2007), los resultados de fuerzas internas provenientes de la aplicación del DDBD, y los requisitos de la norma NTE E.060 Concreto Armado (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2009). Todo esto se condensa en procedimientos de diseño por flexión, flexo-compresión, cortante y capacidad.

La determinación de los momentos actuantes sobre cada uno de los elementos sigue procedimientos sencillos. Para el caso de las vigas, se escalan los resultados de la Ecuación 2.4 utilizando los valores reales de cortante basal por dirección. Para los muros, se sigue un proceso similar, escalando el momento en la base, calculado para obtener la altura de inflexión, con el valor de la fuerza cortante basal. Luego, las fuerzas se distribuyen en función del cuadrado de

la longitud de cada muro, equivalente a su rigidez efectiva (Priestley et al., 2007, citado en Morales, 2020). Para el caso de las columnas, la fuerza cortante por columna se distribuye uniformemente en función del número de pórticos y columnas por pórtico, con la excepción de que las columnas exteriores, de existir, reciben la mitad de solicitaciones que las columnas interiores (Priestley et al., 2007). Con este dato, el momento basal se obtiene multiplicando el valor de la fuerza cortante sobre cada columna (constante en altura por el planteamiento del método) por la mitad de la altura de entrepiso, asumida como el punto de inflexión de momentos en cada sección de columna (Priestley et al., 2007). Por equilibrio, debe cumplirse que la sumatoria de momentos en los extremos de las vigas sea igual a la sumatoria de momentos en los extremos de las columnas en los nudos (Priestley et al., 2007). La expresión que resume esta relación se presenta en la Ecuación 3.6. Las fuerzas y momentos de diseño obtenidos con las relaciones anteriores se aplican aislados de los efectos gravitacionales, es decir, las verificaciones de resistencia no consideran combinaciones de fuerzas (Priestley et al., 2007, citado en Morales, 2020).

Ecuación 3.6: Equilibrio de momentos en nudos de pórticos

$$\sum M_{bi} = M_{i,1} + M_{i,2} + \dots + M_{i,n} = \sum V_C * 0,5(H_i + H_{i+1})$$

Donde:

M_{bi} : Momentos en los extremos de las vigas

V_C : Fuerza cortante en la columna

H_i : Altura del entrepiso inferior al nudo

H_{i+1} : Altura del entrepiso superior al nudo

Nota: Adaptado de Priestley et al. (2007)

Existen algunas consideraciones adicionales dentro de la estructura propuesta. Como se mencionó anteriormente, para el caso de la azotea, los momentos calculados en las vigas de

este nivel deben reducirse a la mitad, a fin de permitir la transferencia adecuada de momentos en este piso superior y evitar la imposición de fuerzas cortantes considerablemente mayores a las del resto de pisos (Priestley et al., 2007). Para el caso del primer piso, a fin de garantizar el desarrollo adecuado de la fuerza cortante a pesar de la mayor altura de dicha planta, el cálculo del momento en la base de las columnas pasa a ser la representada en la Ecuación 3.7.

Ecuación 3.7: Momentos en la base de columnas con variación de altura del primer piso

$$M_C = V_{col} * H_{01} - 0,5 \sum M_{bi}$$

Donde:

V_{col} : Fuerza cortante en la columna

H_{01} : Altura del primer piso

M_{bi} : Momentos en los extremos de las vigas conectadas al nudo

Nota: Tomado de Priestley et al. (2007)

Tras realizar el diseño convencional, las fuerzas de diseño del método de diseño por capacidad se obtienen con las relaciones de la Ecuación 2.26 a la Ecuación 2.29, junto a las envolventes mostradas en la Figura 2.8. Para el diseño por flexo-compresión de elementos verticales, se utiliza la carga axial por gravedad sin factores de reducción, a fin de obtener un valor de capacidad promedio entre los elementos verticales sometidos a fuerzas axiales a compresión y a tracción (Priestley et al., 2007). Cabe acotar que el método de diseño por capacidad planteado para estructuras duales no considera este tipo de diseño para los elementos horizontales, por lo que solo se utilizan los momentos de diseño obtenidos directamente del método DDBD. Se entiende que esta ausencia de consideración se deriva de los considerablemente menores valores de μ_f obtenidos usualmente, a comparación de los valores de ductilidad de muros.

3.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

La estructura diseñada se analizará mediante el método de Análisis Dinámico Modal Espectral. La norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b), en el Anexo I, presenta el proceso general preparación de modelos y análisis de la siguiente manera: en primer lugar, se definen los parámetros sísmicos (de peligro y vulnerabilidad) para generar el espectro de diseño; luego, con el modelo preparado, se determinan los modos de vibración de la estructura y los resultados por modo, para ambas direcciones y considerando excentricidad accidental. Después, las respuestas modales se combinan para determinar respuestas máximas por sentido de análisis. Finalmente, las fuerzas y desplazamientos obtenidos se ajustan y validan, de acuerdo con los requisitos de respuesta máxima de la norma.

Considerando la aplicación del método DDBD en el planteamiento y diseño de la estructura, es necesario realizar algunas adaptaciones al proceso anterior. En principio, y como parte de los requerimientos de la norma E.030 Diseño Sismorresistente, se utilizará el método de combinación CQC para obtener las respuestas de desplazamiento y fuerzas internas. Asimismo, se considerará el planteamiento del artículo 29.1.2 sobre los modos de vibración a considerar. En el modelo se considerará la aplicación de excentricidad accidental para cumplir los requisitos del artículo 29.5, a pesar que Priestley et al. (2007) no lo consideran recomendable, por ser una medida inconsistente con otros aspectos del diseño sismorresistente.

El espectro de diseño a utilizar en la evaluación se basa en la aplicación del artículo 29.2.1 y conexos de la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b), cuya fórmula general se plasma en la Ecuación 2.31. Los resultados de fuerza cortante obtenidos serán evaluados y corregidos de ser necesario, tras la comparación con las fuerzas cortantes obtenidas por el método estático y la aplicación de un factor de

escalamiento. Este escalamiento no se aplicará a los desplazamientos, “ya que este es un requisito de resistencia lateral mínima y no de rigidez” (Muñoz, 2020).



CAPÍTULO 4: Diseño por Método DDBD

En este capítulo, se presentan los cálculos y procesos necesarios para caracterizar el modelo equivalente de las estructuras, de acuerdo con la teoría expuesta y la metodología planteada en el capítulo anterior. Los dos modelos por estudiar cuentan con una estructuración similar, pero con un incremento en la longitud de muros utilizados en el segundo caso. Esta estructuración corresponde a una edificación de hospedaje adaptada, con valores de altura de entrepiso de 3,15 m en el primer piso y 2,65 m en los pisos superiores. La estructuración es visiblemente regular y simétrica.

Inicialmente, se planteó con ejes distribuidos cada 7,65 m en la dirección X y 4,00 m en la dirección Y. Asimismo, se plantearon vigas de sección 0,20 x 0,50 m, y longitudes de muros iniciales de 36,10 m en la dirección X y 25,20 m en la dirección Y. Esta estructuración puede apreciarse en la Figura 4.1. Como consecuencia del proceso de diseño, la estructuración y el planteamiento inicial de la estructura fueron modificadas.

La nueva estructuración propuesta, presentada en la Figura 4.2, utiliza luces más cortas, de 4,00 m en cada dirección. La sección de viga utilizada aumentó tanto en su base como en peralte, y ahora cuenta con dimensiones de 0,25 x 0,70 m. A fin de garantizar conexiones adecuadas entre elementos verticales y horizontales, el espesor de los muros estructurales aumenta de 0,20 a 0,25 m. Asimismo, la sección transversal de las columnas se fijó inicialmente en 0,35 x 0,35 m.

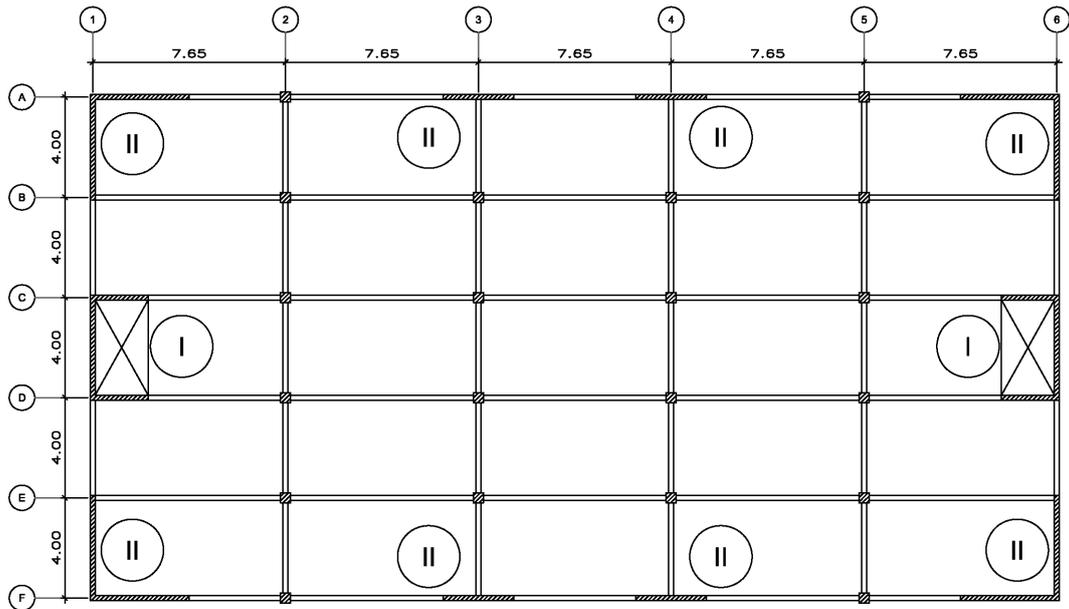


Figura 4.1: Estructuración en planta original

Nota: Elaboración propia. Adaptado de planos de arquitectura del proyecto “Hotel Aviación”. Los símbolos “I” y “II” representan cada alternativa. Los muros con símbolo “II” solo están presentes en la segunda alternativa.

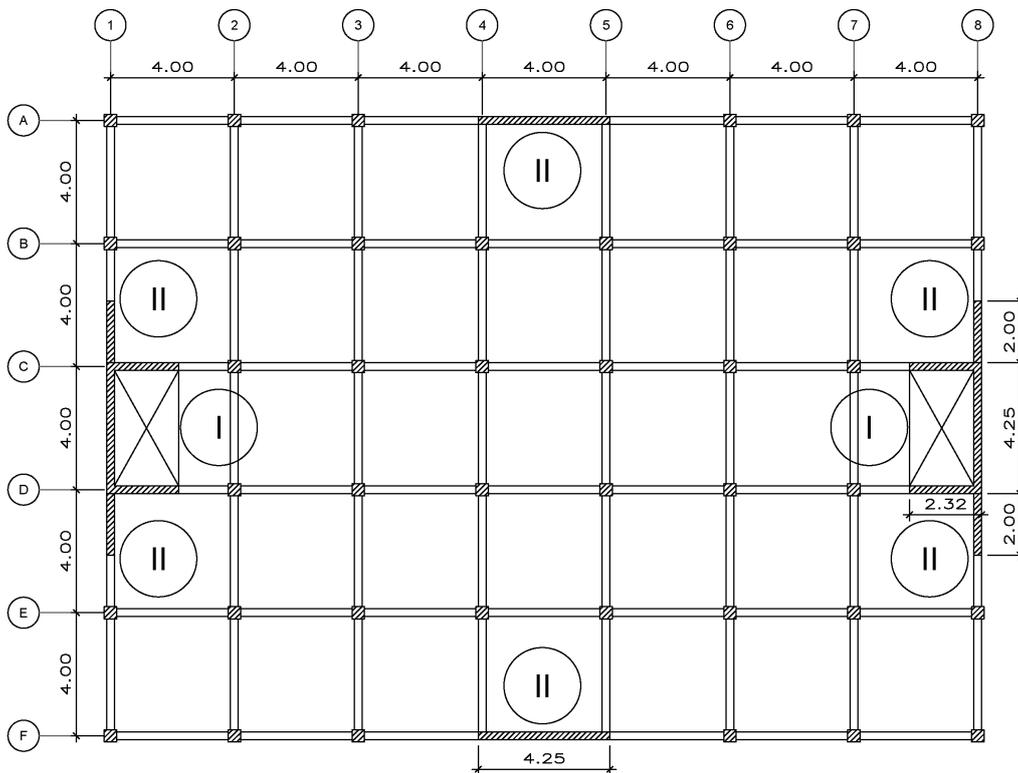


Figura 4.2: Nueva estructuración en planta

Nota: Elaboración propia. Adaptado de planos de arquitectura del proyecto “Hotel Aviación”. Los símbolos “I” y “II” representan cada alternativa. Los muros con símbolo “II” solo están presentes en la segunda alternativa.

4.1. Predimensionamiento del sistema estructural

Inicialmente, se plantean las características del sistema de muros estructurales a considerar. Para ambas estructuras, se considera un espesor de 0,25 m y resistencia a compresión $f'_c=210$ kg/cm², mientras que las longitudes de muros estructurales varían dependiendo del eje y alternativa considerados, conforme se ilustra en la Figura 4.2. Para la estructura de control, se plantean 9,30 m de muros en el eje X y 8,50 m en el eje Y; mientras que en la estructura con el incremento en L_w , se consideran valores de 17,80 m y 16,50 m en los ejes X e Y, respectivamente. El área en planta a considerar para el cálculo del peso es aquella delimitada por los bordes interiores de los muros, vigas y ductos de ascensores; y posee un valor de 548,625 m² por piso.

Para la determinación de las solicitaciones sísmicas que afectarán a la estructura, es necesario definir los factores Z, U, C y S, así como el coeficiente de reducción de fuerzas R. Considerando que la estructura se plantea como un proyecto de alojamiento ubicado en el distrito de San Borja, ciudad de Lima, se obtienen como resultados los valores de $Z=0,45$, $U=1,00$ y $S=1,00$ (asumiendo un perfil de suelo S_1). Preliminarmente, se asume que en ambas direcciones de análisis se contará con un solo tipo de sistema estructural (dual o muros de concreto armado, según la Norma NTE E.030), por lo cual se consideran valores de $R=7,00$ y $R=6,00$ para la primera y segunda estructura, respectivamente. También de manera preliminar, se calcula el período fundamental de las estructuras utilizando la Ecuación 3.3. La altura total de ambas alternativas es de 11,10 m, y al dividirse por el factor C_T permite la obtención de un período fundamental de 0,185 s y el factor $C=2,50$. Con toda esta información, se procede con la verificación de l_w de acuerdo con el planteamiento de la Ecuación 3.1:

$$l_{w,1} = \frac{\frac{0,45 * 1,00 * 2,50 * 1,00}{7,00} * 233,49 * 1000 * 9,81 * (1 - 0,50)}{0,85 * 0,53 * 25 * \sqrt{210}} = 11,278 \text{ m}$$

$$l_{w,2} = \frac{\frac{0,45 * 1,00 * 2,50 * 1,00}{6,00} * 233,49 * 1000 * 9,81 * (1 - 0,25)}{0,85 * 0,53 * 25 * \sqrt{210}} = 19,736 \text{ m}$$

El planteamiento de ambas estructuraciones cuenta con longitudes de muro similares a las obtenidas con la Ecuación 3.1, por lo tanto, se procede con el uso de la geometría planteada para el diseño de los edificios.

4.2. Desplazamientos de diseño

El diseño de las estructuras se inicia considerando una proporción de fuerza cortante sobre los pórticos del 50%, para la estructura de control, y de 25%, para la estructura a comparar. Esto se traduce aproximadamente a valores de β_w del 50% y 75%, respectivamente; y se asumen iguales tanto para la dirección X como para la dirección Y. Con estas consideraciones, se calcula la altura de inflexión por estructura y dirección de análisis. Como se utilizó en el inciso anterior, el cálculo de las masas concentradas por entrepiso utiliza, de forma conservadora, el área interior en planta (delimitada por el borde interno de las vigas perimetrales), excluyendo el área en planta de los muros de ascensores y sus correspondientes ductos. Los resultados se presentan en las tablas siguientes.

Tabla 4.1: Cálculo de la altura de inflexión, $\beta_f=50\%$

Piso	m_i (ton-s ² /m)	h_i (m)	$m_i h_i$	F_i (ton)	$V_{i,T}$ (ton)	$M_{OTM,i}$ (ton-m)	$V_{i,f}$ (ton)	$V_{i,w}$ (ton)	$F_{i,w}$ (ton)	$M_{i,wY}$ (ton-m)
4	57,32	11,10	636,3	0,384	0,384	0,000	0,500	-0,116	-0,116	0,000
3	58,72	8,45	496,2	0,299	0,683	1,017	0,500	0,183	0,299	-0,308
2	58,72	5,80	340,6	0,205	0,888	2,827	0,500	0,388	0,205	0,485
1	58,72	3,15	185,0	0,112	1,000	5,181	0,500	0,500	0,112	1,029
0	0,00	0,00	0,0	0,000	1,000	8,331	0,500	0,500	0,000	1,381
Suma	233,49		1658,0	1,000						
h_{CF} (m)										7,42

Nota: Elaboración propia. Formato adaptado de Morales (2020)

Tabla 4.2: Cálculo de la altura de inflexión, $\beta_f=25\%$

Piso	m_i (ton-s ² /m)	h_i (m)	$m_i h_i$	F_i (ton)	$V_{i,T}$ (ton)	$M_{OTM,i}$ (ton-m)	$V_{i,f}$ (ton)	$V_{i,w}$ (ton)	$F_{i,w}$ (ton)	$M_{i,wY}$ (ton-m)
4	57,32	11,10	636,3	0,384	0,384	0,000	0,250	0,134	0,134	0,000
3	58,72	8,45	496,2	0,299	0,683	1,017	0,250	0,433	0,299	0,354
2	58,72	5,80	340,6	0,205	0,888	2,827	0,250	0,638	0,205	1,148
1	58,72	3,15	185,0	0,112	1,000	5,181	0,250	0,750	0,112	1,692
0	0,00	0,00	0,0	0,000	1,000	8,331	0,250	0,750	0,000	2,043
Suma	233,49		1658,0	1,000						
h_{CF} (m)										11,10

Nota: Elaboración propia. Formato adaptado de Morales (2020)

De las tablas presentadas, se puede observar la influencia de la fuerza cortante asignada sobre los pórticos. La disminución de 25% en el valor de β_f afecta el valor de fuerza cortante acumulada sobre los muros en el piso superior de la edificación, aunque no genera variaciones sobre las cargas horizontales totales por entrepiso. Los cambios generados afectan la altura de inflexión. Como se observa en la última fila, la asignación de menor resistencia en los pórticos aumentó el valor de los momentos sobre los muros en toda la altura. Inclusive, el resultado final de la Tabla 4.2 refleja que la altura de inflexión puede alcanzar (y teóricamente superar) la altura total de la edificación, dependiendo del valor de β_f utilizado.

Con las alturas de inflexión calculadas, se procede al cálculo del perfil de desplazamientos. Se comienza con la aplicación de la Ecuación 2.6. Para este caso, se presentan dos ejemplos de cálculo en la estructura de control, y posteriormente se presentan los resultados en la Tabla 4.3. Se utiliza $\epsilon=0,0035$ para las deformaciones de fluencia del acero, y como se mencionó al inicio del capítulo, se utilizó una longitud de muros de 9,30 m en el eje X. El desarrollo completo de los cálculos se encuentra desde la Tabla A1 hasta la Tabla A4 del Anexo A.

En el primer piso, dirección X: $H_i = 3,15 \text{ m} \leq H_{CF} = 7,42 \text{ m}$, $\Delta_{yi} = \frac{2 \cdot 0,0035}{l_w} \left(\frac{3,15^2}{2} - \frac{3,15^3}{6 \cdot 7,42} \right)$

$$\Delta_{y,1x} = \frac{2 * 0,0035}{9,30} \left(\frac{3,15^2}{2} - \frac{3,15^3}{6 * 7,42} \right) = 3,21 \text{ mm}$$

En el tercer piso: $H_i = 8,45 \text{ m} > H_{CF} = 7,42 \text{ m}$.

$$\Delta_{y,3x} = \frac{2 * 0,0035}{9,30} \left(\frac{7,42 * 8,45}{2} - \frac{7,42^2}{6} \right) = 16,69 \text{ mm}$$

Tabla 4.3: Perfil de desplazamiento de fluencia

Piso	hi (m)	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
		$\Delta y, X$ (mm)	$\Delta y, Y$ (mm)	$\Delta y, X$ (mm)	$\Delta y, Y$ (mm)
4	11,10	24,09	26,36	16,15	17,42
3	8,45	16,69	18,26	10,48	11,30
2	5,80	9,36	10,24	5,46	5,89
1	3,15	3,21	3,51	1,77	1,91
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Elaboración propia.

La curvatura de fluencia resulta menor en el eje X que en el eje Y, debido a la mayor longitud de muros considerada. Esto, a su vez, se refleja en menores desplazamientos de fluencia en los perfiles de estos ejes, independientemente de la resistencia de los pórticos. Asimismo, la disminución de la resistencia en los pórticos disminuye los desplazamientos de fluencia de la segunda estructura, como resultado del efecto que produce considerar una mayor longitud de muros.

Con esta información, ya es posible determinar el perfil de desplazamientos de la estructura. Para determinar si se utilizará la Ecuación 2.8 o la Ecuación 2.9, debe primero calcularse la deriva límite y compararla con la deriva de norma ($\theta=2,5\%$). El cálculo se realiza aplicando la Ecuación 2.7, complementada por la Ecuación 2.10 y la Ecuación 2.22. Para el cálculo de la longitud de rótula plástica, se consideraron inicialmente barras ASTM A615 Grado 60 de 3/4" de diámetro ($f_y=420 \text{ MPa}$, $f_u=550 \text{ MPa}$). Asimismo, se considera $f_{ye}=1.1f_y$, en concordancia

con las recomendaciones de Priestley et al. (2007). El desarrollo completo de los cálculos se encuentra disponible en la Tabla A5 del Anexo A.

$$k = 0,2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0,2 * \left(\frac{550}{420} - 1 \right) = 0,062$$

Luego, para la estructura de control, dirección X:

$$L_{P1X} = k * H_{CF} + 0,1l_w + 0,022f_{ye}d_{bl}$$

$$= 0,062 * 7,42 + 0,1 * 9,30 + \frac{0,022 * 1,1 * 420 * 19,05}{1000} = 1,583 \text{ m}$$

$$\theta_{CF} = \frac{\frac{2 * 0,0035}{l_w} * H_{CF}}{2} + \left(\frac{0,072}{l_w} - \frac{2 * 0,0035}{l_w} \right) L_P$$

$$= \frac{\frac{2 * 0,0035}{9,30} * 7,42}{2} + \left(\frac{0,072}{9,30} - \frac{2 * 0,0035}{9,30} \right) * 1,583 = 0,0139$$

Análogamente:

$$\beta_f=50\%, \text{ Dirección Y: } L_P = 1,503 \text{ m; } \theta_{CF} = 0,0145$$

$$\beta_f=25\%, \text{ Dirección X: } L_P = 2,661 \text{ m; } \theta_{CF} = 0,0119$$

$$\beta_f=25\%, \text{ Dirección Y: } L_P = 2,531 \text{ m; } \theta_{CF} = 0,0123$$

Como se aprecia, en todos los casos la deriva máxima del material para el estado límite de control de daño es menor a la deriva de código establecida. Por lo tanto, es el primer tipo de deriva el que gobierna el comportamiento. En consecuencia, el perfil de desplazamientos se calcula utilizando la Ecuación 2.8. Se presenta un ejemplo de cálculo, antes de mostrar los resultados en la Tabla 4.4. El desarrollo completo de los cálculos del perfil de desplazamientos se encuentra desde la Tabla A6 hasta la Tabla A9 del Anexo A.

Para $\beta_f=50\%$, $H_i=3,15$ m, dirección X:

$$\Delta_{Di} = 0,003206 + \left(\frac{0,072}{9,30} - \frac{2 * 0,0035}{9,30} \right) * 1,583 * 3,15 \cong 0,03806 \text{ m}$$

Tabla 4.4: Perfil de desplazamientos de las estructuras analizadas

Piso	hi (m)	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
		ΔX (mm)	ΔY (mm)	ΔX (mm)	ΔY (mm)
4	11,10	146,90	153,94	124,00	128,09
3	8,45	110,18	115,38	92,58	95,55
2	5,80	73,53	76,91	61,82	63,72
1	3,15	38,06	39,71	32,37	33,31
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Elaboración propia.

Se observa que los valores reportados varían de manera similar a como ocurre en los desplazamientos de fluencia de la Tabla 4.3, aunque la diferencia entre los resultados de una misma estructura es porcentualmente menor que lo mostrado en dicha tabla. De estos resultados, se pueden interpretar dos tendencias. La primera consiste en que las variaciones en desplazamientos de fluencia influyen en las diferencias finales en desplazamientos de diseño. La segunda, que el desplazamiento plástico desarrollado por los elementos es considerablemente mayor que el elástico, lo que permite reducir las diferencias en desplazamientos de ambas direcciones considerablemente.

Con la información de la Tabla 4.4, se calcula el desplazamiento de diseño para cada estructura, utilizando la Ecuación 2.2. Tras el ejemplo de cálculo, se resumen los resultados en la Tabla 4.5. Asimismo, se grafican los perfiles de desplazamiento de cada estructura junto a sus desplazamientos de diseño en las figuras Figura 4.3 y la Figura 4.4. El desarrollo del cálculo del desplazamiento de diseño para las direcciones restante se puede visualizar desde la Tabla A10 hasta la Tabla A12 del Anexo A.

Ejemplo de cálculo para $\beta_f=50\%$, dirección X:

$$\Delta_d = \frac{58,72 * (38,06^2 + 73,53^2 + 110,18^2) + 57,32 * 146,90^2}{58,72 * (38,06 + 73,53 + 110,18) + 57,32 * 146,90} = \frac{2\,352\,321,242}{21\,442,642}$$

$$\cong 109,705 \text{ mm}$$

Tabla 4.5: Desplazamientos de diseño

$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
ΔX (mm)	ΔY (mm)	ΔX (mm)	ΔY (mm)
109,71	114,94	92,43	95,45

Nota: Elaboración propia

Los desplazamientos de diseño, al representar de forma simplificada el comportamiento de los perfiles de desplazamiento mostrados en la Tabla 4.4, siguen las mismas tendencias que los resultados comentados con anterioridad. Puede afirmarse que el desplazamiento de diseño disminuye al reducir la proporción de fuerza cortante sobre los pórticos, así como al aumentar la longitud de muros utilizada en la estructuración.

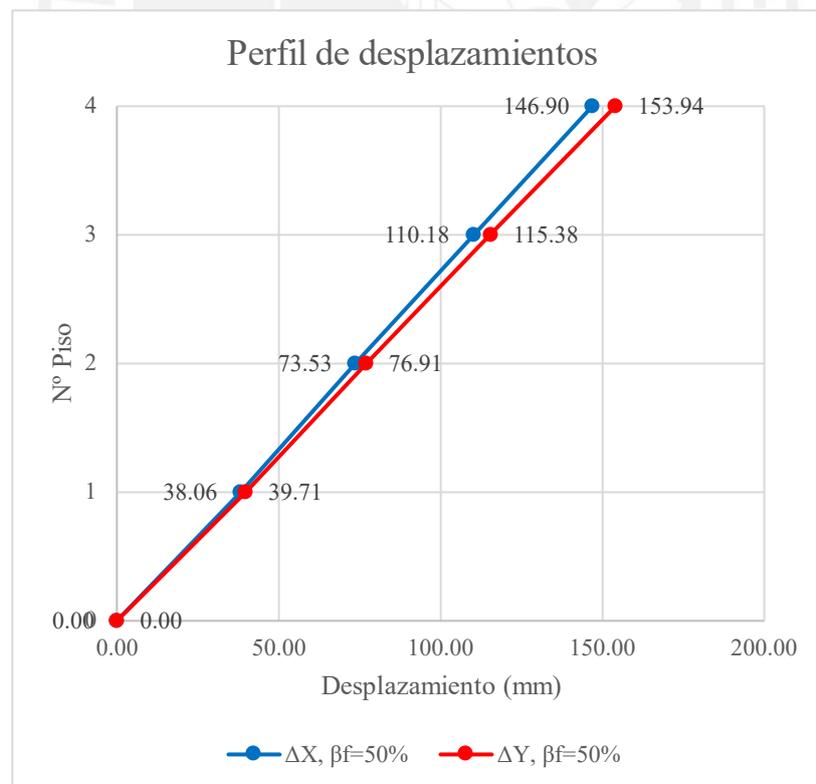


Figura 4.3: Perfil de desplazamientos, $\beta_f=50\%$

Nota: Elaboración propia.

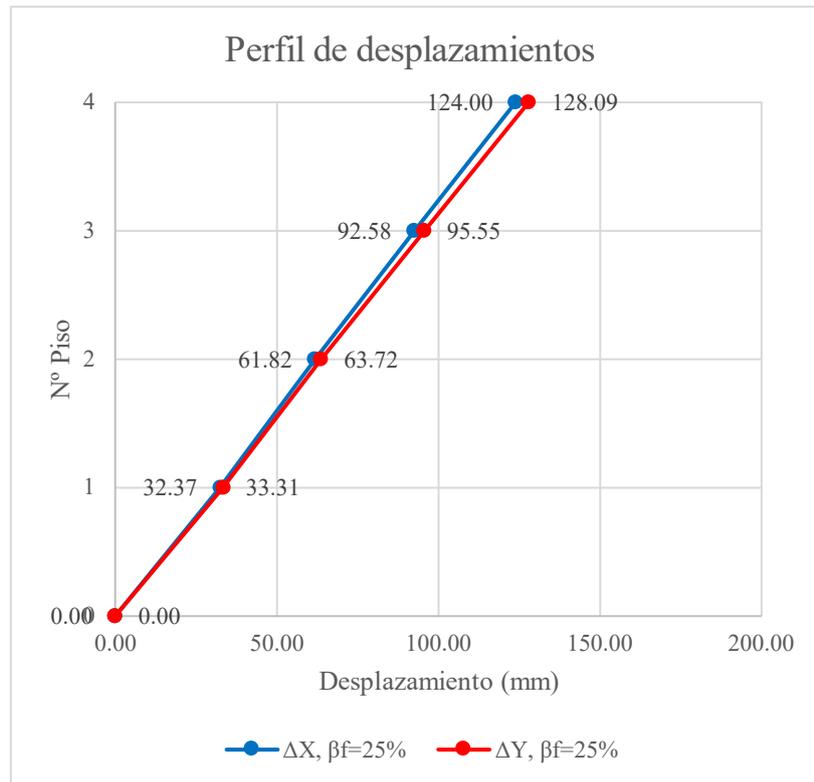


Figura 4.4: Perfil de desplazamientos, $\beta_f=25\%$

Nota: Elaboración propia.

4.3. Parámetros equivalentes

Tras haber determinado el desplazamiento de diseño de las estructuras equivalentes, se procede a calcular el resto de los parámetros equivalentes necesarios para el diseño. En esta sección, se pone énfasis en los parámetros equivalentes de masa, altura y amortiguamiento.

La masa equivalente se obtiene aplicando la Ecuación 2.15. Se observa que esta expresión depende de las masas significativas de la estructura (invariables en este caso), así como de los desplazamientos de diseño. Se presenta un cálculo típico a continuación. El desarrollo de los cálculos de las direcciones restantes se encuentra desde la Tabla A10 hasta la Tabla A12 del Anexo A.

Para la estructura de control, $\beta_f=50\%$

$$\text{Dirección X: } m_{e,x1} = \frac{58,72 \cdot (38,06 + 73,53 + 110,18) + 57,32 \cdot 146,90}{109,71} \cong 195,466 \text{ ton} - s^2/m$$

Análogamente, en la dirección Y: $m_{e,y1} = 195,304 \text{ ton} - s^2/m$

Análogamente, para la estructura modificada ($\beta_f=25\%$):

Dirección X: $m_{e,x2} = 195,566 \text{ ton} - s^2/m$

Dirección Y: $m_{e,y2} = 195,407 \text{ ton} - s^2/m$

Se observa que los resultados de masa efectiva son similares en ambas estructuras y direcciones, aunque tienden a aumentar en función de la longitud de muros utilizada e inversamente a los desplazamientos obtenidos. De manera similar a lo presentado, se puede calcular la altura efectiva para cada estructura y dirección, utilizando la Ecuación 2.16. Al igual que en el punto anterior, se desarrolla un ejemplo de cálculo a continuación. El desarrollo de los cálculos de altura efectiva restantes se presenta desde la Tabla A13 hasta la Tabla A15 del Anexo A.

Para la estructura de control, $\beta_f=50\%$

Dirección X:

$$h_{e,x1} = \frac{58,72*(38,06*3,15+73,53*5,80+110,18*8,45)+57,32*146,90*11,10}{58,72*(38,06+73,53+110,18)+57,32*146,90} = 8,405 \text{ m}$$

Análogamente:

Para la dirección Y: $h_{e,y1} = 8,408 \text{ m}$

Para $\beta_f=25\%$, dirección X: $h_{e,x2} = 8,403 \text{ m}$

Para $\beta_f=25\%$, dirección Y: $h_{e,y2} = 8,406 \text{ m}$

Aunque todas las alturas efectivas son similares entre sí, se aprecia la tendencia al incremento proporcional de dicho parámetro frente a las variaciones de desplazamiento de diseño por dirección. Por último, se presentan los cálculos del amortiguamiento equivalente.

Previo al cálculo final, es necesario calcular la ductilidad demandada para cada tipo de elemento resistente (pórticos y muros). En el caso de los muros estructurales, se aplican la Ecuación 2.17 y Ecuación 2.6 (reemplazando la altura efectiva en la evaluación):

$$\text{Para } H_i > H_{CF}: \Delta_{yi} = \phi_{y,w} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$$

Evaluando en H_e para $\beta_f=50\%$, dirección X:

$$\Delta_{y,wx1} = \frac{2 * 0,0035}{9,30} \left(\frac{7,42 * 8,405}{2} - \frac{7,42^2}{6} \right) = 16,56 \text{ mm}$$

$$\text{Luego, } \mu_W = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yW}} = \frac{109,71}{16,56} \cong 6,623$$

Análogamente:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } \Delta_{y,wy1} = 18,13 \text{ mm, luego, } \mu_{W,y1} = 6,338$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } \Delta_{y,wx2} = 10,26 \text{ mm, luego, } \mu_{W,x2} = 9,005$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } \Delta_{y,wy2} = 11,08 \text{ mm, luego, } \mu_{W,y2} = 8,614$$

Para calcular el amortiguamiento equivalente, se aplica la Ecuación 2.13:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } \xi_{w,x1} = 0,05 + 0,444 \left(\frac{6,623-1}{6,623\pi} \right) = 0,170$$

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } \xi_{w,y1} = 0,05 + 0,444 \left(\frac{6,338-1}{6,338\pi} \right) = 0,169$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } \xi_{w,x2} = 0,05 + 0,444 \left(\frac{9,005-1}{9,005\pi} \right) = 0,176$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } \xi_{w,y1} = 0,05 + 0,444 \left(\frac{8,614-1}{8,614\pi} \right) = 0,175$$

Se aprecia que los resultados de amortiguamiento para cada eje son similares en las dos estructuras y direcciones. A manera de verificación, se aplica el procedimiento planteado en el

marco teórico, utilizando la Ecuación 2.21 y la Ecuación 2.22. Para la longitud de rótula plástica, se utilizan los resultados calculados anteriormente con la Ecuación 2.10.

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } \mu_{\phi_w,x1} = 1 + \frac{1}{1,583*2*0,0035/9,30} \left(0,0139 - \frac{2*0,0035}{9,30} * 7,42 \right) = 10,322$$

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } \mu_{\phi_w,y1} = 1 + \frac{1}{1,503*2*0,0035/8,50} \left(0,0145 - \frac{2*0,0035}{8,50} * 7,42 \right) = 10,246$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } \mu_{\phi_w,x2} = 1 + \frac{1}{2,661*2*0,0035/17,80} \left(0,0115 - \frac{2*0,0035}{17,80} * 11,10 \right) = 10,305$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } \mu_{\phi_w,y2} = 1 + \frac{1}{2,531*2*0,0035/16,50} \left(0,0123 - \frac{2*0,0035}{16,50} * 11,10 \right) = 10,262$$

Luego, para $\beta_f=50\%$, dirección X:

$$\phi_{uw} = \frac{0,072}{9,30} = 7,742 * 10^{-3}$$

$$\phi_{yw} = \frac{2 * 0,0035}{9,30} = 7,527 * 10^{-4}$$

$$\mu_{e\phi_w} = \frac{\phi_{uw}}{\phi_{yw}} = 10,286$$

Como mencionan Sullivan et al. (2006) y como se aprecia en el último cálculo de ejemplo, la ductilidad de curvatura se puede reducir a la expresión $0,036/\epsilon_y$, y este valor es constante para todos los casos analizados (10,286). Los valores de ductilidad demandada de curvatura calculados con la Ecuación 2.21 resultan aproximadamente iguales a la capacidad de giro del sistema, aunque esta diferencia se atribuye a errores de aproximación. La interpretación de este resultado es que el sistema proporciona la capacidad exacta para los giros que se proyecta que se desarrollen. Considerando que el diseño de las estructuras está controlado por las derivas correspondientes al estado límite del material, los resultados se consideran apropiados. Proporcionar una mayor capacidad de giros implicaría utilizar materiales de refuerzo no convencionales en la construcción reglamentada de edificaciones.

Puesto que ya se cuenta con todos los resultados necesarios para los muros, se procede a calcular el amortiguamiento de los pórticos, según la Ecuación 2.18, la Ecuación 2.19 y Ecuación 2.14. Tras la iteración para obtener ductilidades adecuadas en los elementos ($\mu_f > 1$), se utilizan para el cálculo vigas de sección 0,30 x 0,70 m. Asimismo, se redujeron las luces en el eje X a 4 m, y se añadieron dos tramos adicionales para compensar la disminución en longitud total. Estos dos cambios son parte de las modificaciones mencionadas al inicio del capítulo. Como resultado, las derivas de fluencia en ambas direcciones son iguales y toman el siguiente valor:

$$\theta_{y,f} = \frac{0,5 * 4,00 * 0,0035}{0,7} = 0,01$$

Luego, $\mu_F = \frac{\Delta_D}{\theta_{yF} H_e}$:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } \mu_{f,x1} = \frac{109,705}{0,010 * 8,405 * 1000} = 1,305$$

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } \mu_{f,y1} = \frac{114,936}{0,010 * 8,408 * 1000} = 1,367$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } \mu_{f,x2} = \frac{92,427}{0,010 * 8,403 * 1000} = 1,100$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } \mu_{f,y2} = \frac{95,445}{0,010 * 8,406 * 1000} = 1,135$$

Reemplazando la ductilidad demandada en la expresión de amortiguamiento:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } \xi_{f,x1} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{1,305-1}{1,305\pi} \right) = 0,092$$

Análogamente:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } \xi_{f,y1} = 0,098$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } \xi_{f,x2} = 0,066$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } \xi_{f,y2} = 0,071$$

Relacionando todos los resultados de ductilidad obtenidos, se observa que el contar con muros más dúctiles está relacionado con pórticos con menor ductilidad. Las diferencias en ductilidad entre pórticos son menores que las apreciables en los muros de cada estructura. Este fenómeno puede explicarse por el hecho de que la ductilidad asignada a los pórticos es aproximadamente un orden de magnitud menor que la que evidencian los muros. También vuelve a hacerse evidente la baja variación entre valores de amortiguamiento para una misma estructura.

Finalmente, de los resultados obtenidos para cada tipo de elemento se obtiene el amortiguamiento equivalente del sistema en conjunto, aplicando la Ecuación 2.20 y los resultados presentados al inicio en las tablas Tabla 4.1 y Tabla 4.2. Los resultados obtenidos de todos los parámetros equivalentes se presentan tras los cálculos, en la Tabla 4.6.

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } \xi_{eq,x1} = \frac{0,170*1,381+0,092*(8,331-1,381)}{8,331} = 0,105$$

Análogamente:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } \xi_{eq,y1} = 0,110$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } \xi_{eq,x2} = 0,093$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } \xi_{eq,y2} = 0,097$$

Tabla 4.6: Parámetros equivalentes

Parámetro	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento de diseño Δ_d (mm)	109,71	114,94	92,43	95,45
Masa efectiva m_e (ton-s²/m)	195,466	195,304	195,566	195,407
Altura efectiva h_e (m)	8,405	8,408	8,403	8,406
Amortiguamiento equivalente ξ_{eq} (%)	10,5%	11,0%	9,3%	9,7%

Nota: elaboración propia

4.4. Respuesta de la estructura

Tras calcular los parámetros equivalentes de la sección anterior, se procede a elaborar el espectro de diseño con el cual se obtendrá el período efectivo de las estructuras. Para este fin, se utiliza la definición del espectro según la normativa NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Como se mencionó en el primer inciso del capítulo, el espectro corresponde a una clasificación de zona 4, suelo S1 e importancia C. Para la clasificación de zona y tipo de suelo mencionadas, corresponden períodos límite de $T_P=0,4$ s y $T_L=2,5$ s según el artículo 13 de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). Utilizando la Ecuación 3.2, se definen los rangos de valores del factor de amplificación C:

$$C = 2,5; \quad \text{cuando } T < 0,4 \text{ s}$$

$$C = 1/T; \quad \text{cuando } 0,4 < T < 2,5 \text{ s}$$

$$C = 2,5/T^2; \quad \text{cuando } T > 2,5 \text{ s}$$

La fórmula del espectro de diseño queda definida como sigue:

$$S_d = 0,45 * 1,00 * 1,00 * g * C * \frac{T^2}{4\pi^2}$$

El coeficiente de reducción por amortiguamiento R_ξ se calcula con el planteamiento del FEMA 440, cuya ecuación se presentó anteriormente en la Tabla 2.2:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } R_\xi = \frac{5,6 - \ln 10,5}{4} = 0,812$$

Análogamente:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } R_\xi = \frac{5,6 - \ln 11,0}{4} = 0,801$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } R_\xi = \frac{5,6 - \ln 9,3}{4} = 0,842$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } R_\xi = \frac{5,6 - \ln 9,7}{4} = 0,832$$

Para valores mayores a $T_L=T_C=2,5$ s, el desplazamiento espectral asume un desplazamiento máximo y constante igual a $S_d = \Delta_{C,5} = 0,45 * 1,00 * 1,00 * g * \frac{2,5}{4\pi^2} = 279,6$ mm para $\xi=5\%$. Utilizando el factor de reducción R_ξ , este valor llega a disminuir hasta 223,78 mm ($\beta_f=50\%$, dirección Y). De forma simplificada, el período efectivo se obtiene utilizando proporcionalidad (asumiendo que el período efectivo sea mayor que T):

$$T_e = \frac{T_C * \Delta_d}{\Delta_{C,5} * R_\xi}$$

Para las diferentes direcciones analizadas, se obtienen los siguientes resultados:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } T_{e,X1} = \frac{2,5*109,71}{227,05} = 1,21 \text{ s}$$

Análogamente:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } T_{e,Y1} = \frac{2,5*114,94}{223,78} = 1,28 \text{ s}$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } T_{e,X2} = \frac{2,5*92,43}{235,41} = 0,98 \text{ s}$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } T_{e,Y2} = \frac{2,5*95,45}{232,70} = 1,03 \text{ s}$$

Se aprecia que los períodos efectivos dependen directamente del desplazamiento de diseño planteado. Puesto que la estructura de control es la que presenta los mayores desplazamientos, se obtienen, como consecuencia, menores períodos efectivos al disminuir la densidad de muros. Con los períodos efectivos obtenidos, se calcula la rigidez efectiva de los sistemas, utilizando la Ecuación 2.11.

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección X: } K_{ex1} = 4\pi^2 * \frac{195,466}{1,21^2} \cong 5288,78 \text{ ton/m}$$

Análogamente:

$$\text{Para } \beta_f=50\%, \text{ dirección Y: } K_{ey1} = 4\pi^2 * \frac{195,304}{1,28^2} \cong 4676,61 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección X: } K_{ex2} = 4\pi^2 * \frac{195,566}{0,98^2} \cong 8013,47 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para } \beta_f=25\%, \text{ dirección Y: } K_{ey2} = 4\pi^2 * \frac{195,407}{1,03^2} = 7336,84 \text{ ton/m}$$

Finalmente, el último parámetro de diseño a obtener es la cortante basal, obtenida como una multiplicación simple de la rigidez efectiva por el desplazamiento de diseño. Del valor total, se obtuvo también el valor de fuerza cortante que recae sobre cada tipo de elemento, al utilizar las proporciones definidas inicialmente. Los valores finales de fuerza cortante, así como los resultados anteriores de esta sección, se presentan en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Cálculo de la cortante basal

Parámetro	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento de diseño Δ_d (mm)	109,71	114,94	92,43	95,45
Masa efectiva m_e (ton-s²/m)	195,466	195,304	195,566	195,407
Factor R_ξ	0,812	0,801	0,842	0,832
Período efectivo T_e (s)	1,21	1,28	0,98	1,03
Rigidez efectiva K_e (ton/m)	5288,78	4676,61	8013,47	7336,84
Cortante basal V_b (tonf)	580,21	537,51	740,66	700,26
Fuerza cortante en pórticos V_f (tonf)	290,10	268,76	185,16	175,07
Fuerza cortante en muros V_w (tonf)	290,10	268,76	555,49	525,20

Nota: Elaboración propia

4.5. Diseño en concreto armado

Los resultados de fuerza cortante obtenidos se utilizan para diseñar el refuerzo de los distintos elementos de concreto armado. En primer lugar, es necesario escalar los resultados de momentos al valor real de la fuerza cortante. Los resultados se presentan en las tablas siguientes.

Tabla 4.8: Momentos en altura, $\beta_f=50\%$

Estructura de control, $\beta_f=50\%$				
Piso	Dirección X		Dirección Y	
	M_{OTMX} (ton-m)	M_{bX} (ton-m)	M_{OTMY} (ton-m)	M_{bY} (ton-m)
4	0,000	4,805	0,000	4,946
3	590,047	9,610	546,630	9,892
2	1640,231	9,610	1519,537	9,892
1	3006,247	10,516	2785,037	10,825
0	4833,896	0,000	4478,201	0.000
M_{wT}	801,137		742,187	
M_{ce}	6,165		6,346	
M_{ci}	12,329		12,691	

Nota: De izquierda a derecha, las columnas presentan información sobre momento volcante total y momento en los extremos de cada viga. M_{wT} representa el momento total en la base de los muros, y M_{ce} , el momento en la base por columna individual (exterior/interior). Elaboración propia.

Tabla 4.9: Momentos en altura, $\beta_f=25\%$

Estructura modificada, $\beta_f=25\%$				
Piso	Dirección X		Dirección Y	
	M_{OTMX} (ton-m)	M_{bX} (ton-m)	M_{OTMY} (ton-m)	M_{bY} (ton-m)
4	0,000	3,408	0,000	3,411
3	753,222	6,815	712,139	6,822
2	2093,827	6,815	1979,625	6,822
1	3837,608	7,458	3628,295	7,466
0	6170,683	0,000	5834,119	0.000
M_{wT}	1513,374		1430,831	
M_{ce}	4,372		4,377	
M_{ci}	8,744		8,753	

Nota: Aplica la misma distribución de datos que la Tabla 4.9. Elaboración propia.

Los resultados de momentos volcantes de la Tabla 4.8 y la Tabla 4.9 mantienen las mismas relaciones que los valores presentados en la Tabla 4.1 y la Tabla 4.2, dado que solo se realizó

un escalamiento. Se evidencia también que los valores de momento en las vigas son menores en la dirección X que en la dirección Y, dado que se cuenta con menos puntos de formación de rótulas plásticas en la segunda dirección (80 vs. 72 en la estructura de control y 72 vs. 68 en la estructura modificada).

En el primer piso, el uso de una mayor altura de entrepiso (3,15 vs. 2,65 m) influye en los resultados de los pórticos de ese nivel. En principio, en virtud de la mayor altura, los momentos calculados en los extremos de las vigas se incrementan, en comparación con los mismos resultados en los pisos intermedios. Estos valores influyen después en el cálculo de los momentos en la base de las columnas. En una estructura con plantas idénticas, el cálculo de los momentos de base en columnas sería igual a la multiplicación de la fuerza cortante por la mitad de la altura de entrepiso, lugar donde se ubicaría el punto de inflexión de las columnas. Para poder compensar la inclusión de un primer piso con diferente altura, la expresión se modifica a la presentada en la Ecuación 3.7 para las columnas interiores, y a la mitad de dicha expresión para las columnas exteriores.

Las fuerzas cortantes se distribuyen proporcionalmente a la rigidez de los elementos analizados en cada dirección. Tanto en el eje X como en el eje Y se cuenta con tipos distintos de pórticos en cada dirección (2 en la estructura de control y 3 en la estructura modificada), por lo que la distribución se realizó teniendo en cuenta el número de columnas interiores y exteriores y las diferentes asignaciones de resistencia para cada una, como se mencionó en el párrafo anterior. En el caso de los muros, el momento volcante total se reparte en función del cuadrado de la longitud de cada elemento. En conformidad con las diferencias en asignación de resistencia, los momentos en la base de los muros aumentan en la estructura modificada. De manera análoga, los momentos que se desarrollan en las columnas de la última estructura son notoriamente menores que en la estructura de control.

Con la información de las dos tablas presentadas, se puede proceder con el diseño. Las cargas axiales, en el caso de los elementos verticales, pueden calcularse manualmente o extraerse de modelos computacionales, como el utilizado en la presente tesis. En primer lugar, se realizó el diseño a flexión de las vigas. Se detalla como ejemplo el diseño de las vigas del primer piso en la estructura de control, dirección X. Luego, se presenta en una tabla los resultados de diseño del mismo tipo de vigas en ambas estructuras y direcciones consideradas.

$$\text{Sea } d = h - 0,06 \text{ m} = 0,64 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Para una viga rectangular: } a = d \pm \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi * 0,85 * f'_c * b}}$$

$$\text{Reemplazando en la raíz menor: } a = 64 - \sqrt{64^2 - \frac{2|10,516 * 10^5|}{0,9 * 0,85 * 210 * 25}} = 4,23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{10,516 * 10^5}{0,9 * 4200 * \left(64 - \frac{4,23}{2}\right)} = 4,50 \text{ cm}^2$$

Utilizando dos barras de 3/4": $A_s = 5,68 \text{ cm}^2 > 4,50 \text{ cm}^2$

$$\text{Luego, } a = \frac{f_y * A_s}{0,85 * f'_c * b} = \frac{4200 * 5,68}{0,85 * 210 * 25} = 5,35 \text{ cm}$$

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 4200 * 5,68 * \left(64 - \frac{5,35}{2}\right) * 10^{-5} = 14,630 \text{ ton} - \text{m}$$

Tabla 4.10: Diseño por flexión de las vigas del primer piso

	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Mu (ton-m)	10,516	10,825	7,458	7,466
d (cm)	64,00	64,00	64,00	64,00
a (cm)	4,23	4,36	2,97	2,97
As (cm²)	4,50	4,63	3,16	3,16
#Barras	2	2	2	2
As real (cm²)	5,68	5,68	5,68	5,68
a real (cm)	5,35	5,35	5,35	5,35
Mn (ton-m)	14,630	14,630	14,630	14,630

Nota: Elaboración propia

Puesto que los momentos sísmicos son reversibles y de igual magnitud en ambos extremos de las vigas, el diseño final incluye cuatro barras de 3/4": dos en la zona inferior y dos en la superior. De igual manera, dado que el refuerzo considerado se mantiene igual en los cuatro casos considerados, la sobrerresistencia de las vigas aumenta conforme se disminuye la densidad de muros, tanto entre los ejes de una misma estructura como en la comparación entre la estructura de control y la modificada. Puede ser posible obtener diseños más eficientes disminuyendo el diámetro utilizado, pero debe considerarse la afectación a los cálculos de longitud de rótula plástica realizados con la Ecuación 2.10. Asimismo, considerando que el peralte utilizado, deben tenerse en cuenta los requisitos de cuantía mínima al momento de utilizar barras de menor tamaño. Finalmente, el diseño de refuerzo obtenido debe compararse con los resultados del análisis por cargas de gravedad.

Aunque el método no especifica explícitamente las fuerzas cortantes transversales a utilizar, sus valores pueden derivarse del análisis del diagrama de momentos flectores. Puesto que se cuenta con una distribución lineal, la fuerza cortante sísmica es constante y toma el valor de la pendiente del mencionado gráfico. El cálculo para la primera viga considerada en el ejemplo anterior se presenta a continuación:

$$\text{Cortante última aplicada: } V_u = \frac{2|M_u|}{L_b} = \frac{2 \cdot 10,516}{4,00} = 5,258 \text{ ton}$$

$$\text{Aporte del concreto: } V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 64 = 12\,289 \text{ kgf}$$

$$\text{Cortante en exceso: } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{5,258}{0,85} - 12,289 < 0$$

$$\text{Analizando para validez de cuantía mínima: } 0,5 * 0,85 * 12,289 = 5,223 < 5,358 \text{ ton}$$

Como se aprecia, la fuerza cortante logra ser resistida en su integridad por la sección de concreto, pero sigue siendo mayor que la mitad de la resistencia reducida. Por ello, es posible realizar el diseño utilizando el refuerzo mínimo del artículo 11.5.6.2 y los distintos artículos que detallan el espaciamiento máximo de la norma NTE E.060 Concreto Armado (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2009). Los resultados para las vigas del primer piso en ambas estructuras y direcciones en la Tabla 4.11. Sin embargo, lo más probable es que el refuerzo obtenido en el análisis por cargas de gravedad controle el diseño final de las secciones, dada la diferencia de magnitud de los valores obtenibles.

Tabla 4.11: Diseño por cortante de las vigas del primer piso

	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Vu (tonf)	5,258	5,412	3,729	3,733
Vc (tonf)	12,289	12,289	12,289	12,289
0,5ΦVc	5,223	5,223	5,223	5,223
s máx. (mm)	320	320	320	320
s máx. conf. (mm)	150	150	160	160
l mín. conf. (mm)	1400	1400	1400	1400
Av mín. (cm²)	0,67	0,67	0,67	0,67
#Estribos/sec.	1	1	1	1
Av real (cm²)	1,42	1,42	1,42	1,42
Vs (tonf)	11,928	11,928	11,928	11,928
Vs conf. (tonf)	25,046	23,856	23,856	23,856
Vn (tonf)	24,217	24,217	24,217	24,217
Vn conf. (tonf)	37,334	37,334	36,145	36,145

Nota: Elaboración propia

A continuación, se procede con el diseño de las columnas. El diseño por capacidad del método DDBD no requiere una evaluación desarrollada de la sobrerresistencia; y específicamente para el caso de las columnas, los factores de sobrerresistencia dependen únicamente de la resistencia de las vigas. Por estos motivos, no es necesario realizar un primer diseño por cargas de gravedad. De todas maneras, es importante considerar la comparación entre los diseños obtenidos por ambos análisis (por cargas de gravedad y por cargas sísmicas) al momento de decidir el refuerzo final de un elemento.

Como ejemplo, se analiza la columna (interior) en la intersección de los ejes C y 4. Para la combinación de Servicio (1.0D+1.0L), que representa el efecto conjunto de todas las cargas de gravedad, se cuenta con una fuerza axial en la base de 75,2971 tonf en la estructura de control y 75,5826 tonf en la estructura modificada. Se consideró inicialmente una columna 0,35 x 0,35 m con 8 barras de 3/4" y, tras iteraciones, se aumentaron las dimensiones de la columna a 0,60

x 0,60 m y se incrementó el refuerzo de 8 a 16 barras. Teniendo en cuenta el diagrama de interacción nominal generado por el programa ETABS, las cargas de diseño por capacidad (fuerza axial y momentos según la Ecuación 2.26) y el factor de reducción de resistencia a flexión, se presentan los resultados de la verificación en las siguientes figuras.

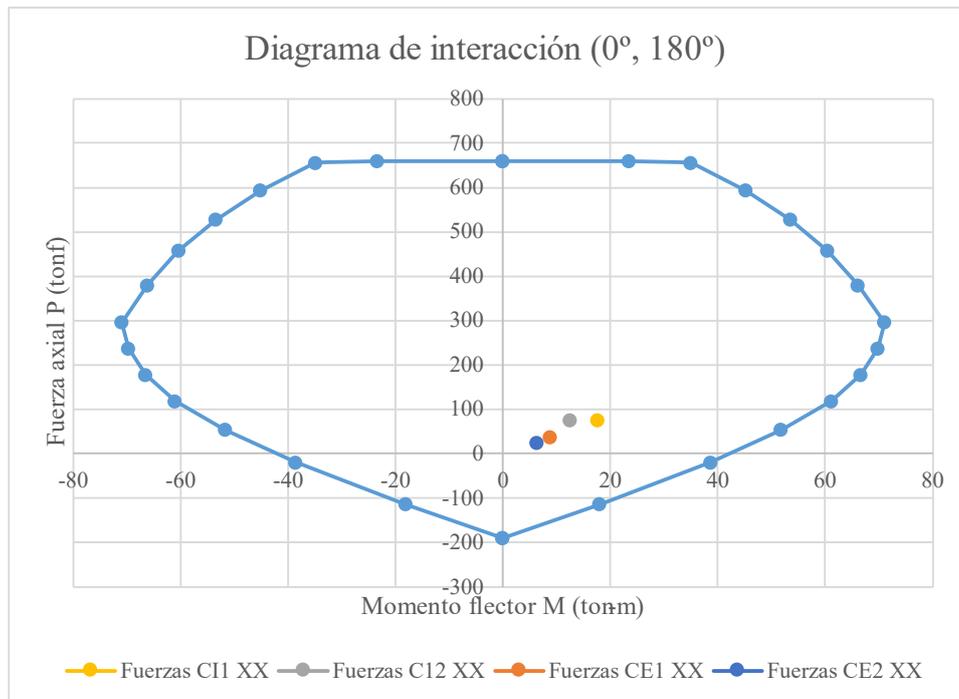


Figura 4.5: Diagrama de interacción, ángulos 0° y 180°

Nota: “CI” representa a las columnas interiores, mientras que “CE” es su equivalente para las columnas exteriores.

“1” representa a la estructura de control y “2”, a la estructura modificada. Elaboración propia.

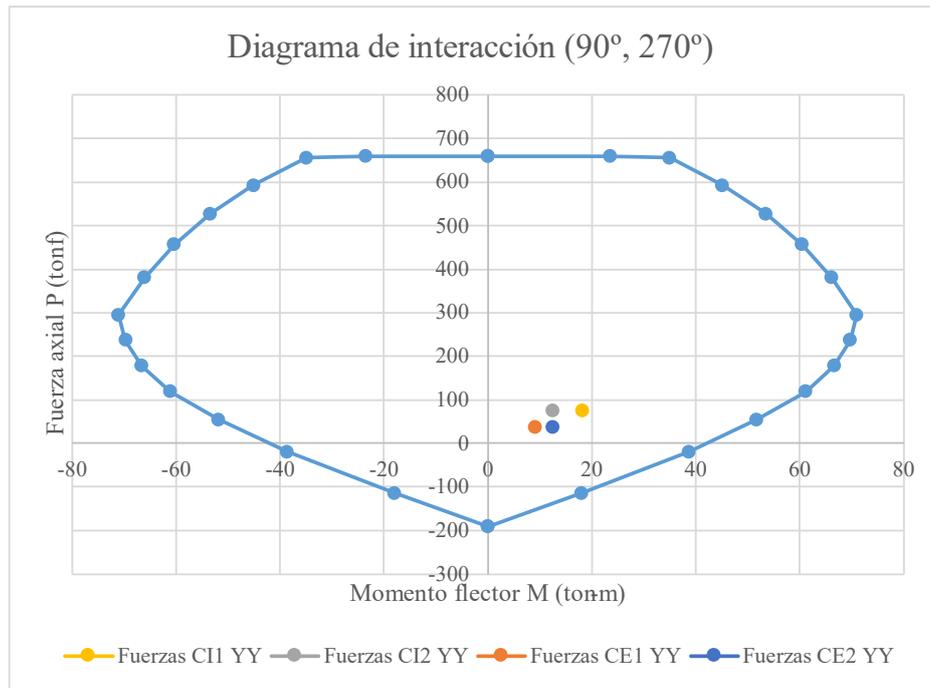


Figura 4.6: Diagrama de interacción, ángulos 90° y 270°

Nota: Igual nomenclatura que la Figura 4.5. Elaboración propia.

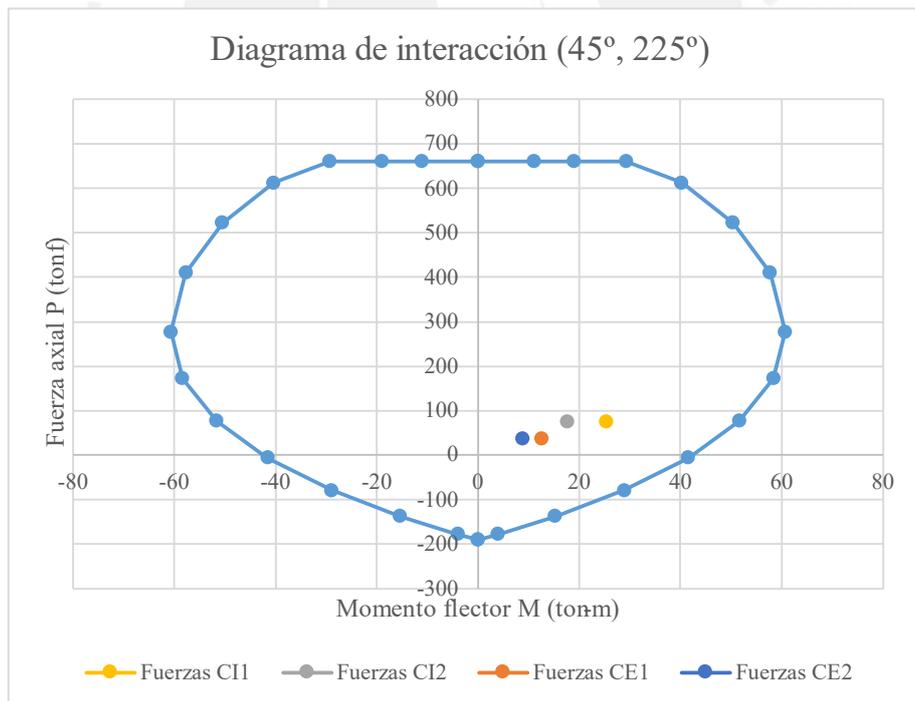


Figura 4.7: Diagrama de interacción, ángulos 45° y 225°

Nota: Igual nomenclatura que la Figura 4.5. Elaboración propia.

Debe notarse que las modificaciones en la sección transversal para la obtención de mayor resistencia se realizaron principalmente para cumplir con los requisitos de flexión biaxial, tanto

para la columna analizada como para aquellas con menores fuerzas axiales. Esto se demuestra gráficamente comparando la cercanía de los pares de fuerzas en la Figura 4.7 al diagrama de interacción con aquella apreciable en la Figura 4.5 y la Figura 4.6. De igual manera, se evidencia en las imágenes que las fuerzas que afectan a la estructura modificada y a las columnas exteriores cuentan con mayor holgura, lo cual indica una posible optimización del diseño. Sin embargo, a pesar de ser posible cumplir con la resistencia requerida con una menor cantidad de barras en esos casos, el diseño se ve limitado por el artículo 21.4.5.1 de la norma NTE E.060 Concreto Armado, que exige el 1% de cuantía mínima longitudinal en las columnas (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2009). Una opción por considerar si se fuera flexible con este requisito sería la de mantener la sección constante y reducir el refuerzo a 12 barras de 3/4", a pesar de resultar en una cuantía de 0,94%. A continuación, se resume el proceso de diseño en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12: Diseño por flexocompresión de columnas

	$\beta_r=50\%$		$\beta_r=25\%$	
	Columna interior	Columna exterior	Columna interior	Columna exterior
Pu (tonf)	75,297	38,351	75,583	38,363
MCE (ton-m)	17,694	8,848	12,372	6,186
M° (ton-m)	25,303	12,651	17,692	8,846
#Barras	16	16	16	16
As real (cm²)	45,44	45,44	45,44	45,44
ρ	1,26%	1,26%	1,26%	1,26%
ΦM_n (ton-m)	51,400	46,807	51,400	46,807
Ω	2,031	3,700	2,905	5,291

Nota: Los valores de momento flector corresponden al actuante bajo demanda biaxial. Elaboración propia.

El diseño de columnas por fuerza cortante sigue un proceso similar al del diseño por flexocompresión, como se puede entender de comparar la Ecuación 2.27 con la Ecuación 2.26. El proceso de diseño de las columnas bajo solicitaciones de la dirección Y se resume en la

Tabla 4.13. Puesto que las fuerzas cortantes son similares a las aplicadas en la dirección X, se entiende que estos diseños también son aplicables a esa dirección.

Tabla 4.13: Diseño por cortante de columnas, dirección Y

	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
	Columna interior	Columna exterior	Columna interior	Columna exterior
Vu (tonf)	7,465	3,733	5,149	2,574
V° (tonf)	10,676	5,338	7,363	3,682
Vc (tonf)	24,885	24,885	24,885	24,885
0,5ΦVc	10,576	10,576	10,576	10,576
s máx. (mm)	191	191	300	300
s máx. conf. (mm)	100	100	100	100
Lo mín. (mm)	600	600	600	600
Av mín. (cm²)	0,95	0,95	1,50	1,50
#Estribos/sec.	1	1	1+1g	1+1g
Av real (cm²)	1,42	1,42	2,13	2,13
Vs (tonf)	16,906	16,906	16,103	16,103
Vs conf. (tonf)	32,206	32,206	48,308	48,308
Vn (tonf)	41,790	41,790	40,987	40,987
Ω	3,914	7,829	5,567	11,133
Vn conf. (tonf)	57,090	57,090	73,193	73,193
Ω conf.	5,348	10,695	9,941	19,881

Nota: “g” indica el uso de grapas suplementarias. Elaboración propia.

El diseño de los muros de corte sigue un proceso similar al utilizado en las columnas, aunque las solicitaciones pasan a ser las presentadas en las envolventes de la Figura 2.8. Se ejemplifican a continuación los cálculos para el diseño a flexocompresión en la dirección X de la estructura de control. Para este caso, se cuenta con dos muros C en las cajas de ascensores, por lo que sobre cada uno corresponderá la mitad de las fuerzas cortantes y momentos volcantes presentadas en la Tabla 4.8.

$$M_{Base}^O = \phi^O M_B = 1,0 * M_B = 400,569 \text{ tonf} - m$$

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_w * V_{w,base} + \mu_f * V_{f,base}}{V_{base}} = \frac{6,623 * 0,5 + 1,305 * 0,5}{1,0} = 3,964$$

$$T_i = \frac{T_e}{\sqrt{\mu}} = \frac{1,21}{\sqrt{3,964}} = 0,608 \text{ s}$$

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075T_i \left(\frac{\mu}{\phi^0} - 1 \right) = 0,4 + 0,075 * 0,608 * \left(\frac{3,964}{1,0} - 1 \right) = 0,535$$

$$\text{Finalmente: } M_{0,5Hn}^0 = C_{1,T} * \phi^0 M_B = 0,535 * 400,569 \cong 214,368 \text{ tonf} - m$$

El diseño prosigue con la comparación de los requerimientos de la envolvente de diseño por capacidad con los diagramas de interacción obtenidos. Para el caso de los muros, se utilizan barras de diámetro 3/4" en los núcleos confinados (en concordancia con los datos ingresados en la Ecuación 2.10), mientras que para el refuerzo distribuido vertical y para los estribos de los núcleos confinados se utilizaron barras de 3/8". El proceso de diseño de los muros de ascensor se resume en la Tabla 4.14, y se ilustra con los diagramas de interacción más críticos presentados seguidamente. El resto de los diagramas de interacción se encuentran en el Anexo B. Cabe resaltar que los ángulos de orientación de los planos de ataque se miden respecto al eje local 2-2 según la definición de las secciones en el programa ETABS.

Por último, se realiza el diseño por fuerza cortante. La Figura 2.8 también incluye una envolvente para fuerzas cortante de diseño por capacidad, y los valores a calcular se ubican en la base y en el punto más alto del muro. Para el caso de este tipo de análisis, las fuerzas corresponden a segmentos del muro y no al elemento completo. Un ejemplo de los cálculos se presenta tras la Figura 4.9, una vez más considerado para la dirección X de la estructura de control, pero analizando cada ala del muro individualmente. Posteriormente, se resume el proceso de diseño de los muros por fuerza cortante en la Tabla 4.15. Se resalta que el refuerzo distribuido para resistir el corte en los muros es de mayor diámetro que el utilizado en los estribos convencionales, alcanzando el tamaño de 5/8".

Tabla 4.14: Diseño por flexocompresión de muros de ascensor

	$\beta_f=50\%$			$\beta_f=25\%$		
	Dirección X	Dirección Y	Biaxial	Dirección X	Dirección Y	Biaxial
Pu (tonf)	96,203	96,203	96,203	120,104	120,104	120,104
MCE (ton-m)	400,569	371,093	546,045	283,001	715,415	769,356
M^o_b (ton-m)	400,569	371,093	546,045	283,001	715,415	769,356
M^o_{0.5Hn} (ton-m)	214,254	200,376	293,351	160,577	407,866	438,338
Ángulo biaxial	90°	0°	47,19°	90°	0°	21,58°
#Barras NC	36	36	36	56	56	56
#Barras RD	48	48	48	68	68	68
As real (cm²)	136,32	136,32	136,32	207,32	207,32	207,32
ρ_v	0,65%	0,65%	0,65%	0,67%	0,67%	0,67%
Mn (ton-m)	460,818	1328,936	1295,642	464,855	3201,305	3213,297
Ω	1,150	3,581	2,373	1,643	4,475	4,177

Nota: NC representa al “Núcleo Confinado”, mientras que “RD”, al “Refuerzo Distribuido”. La sobrerresistencia se calcula respecto al momento amplificado en la base. Elaboración propia.

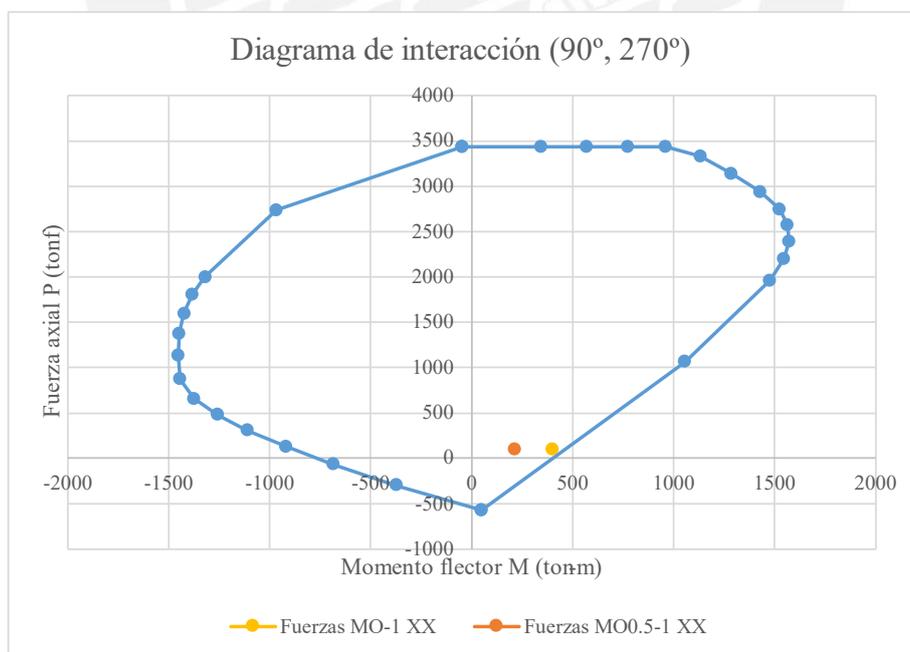


Figura 4.8: Diagrama de interacción para momentos en XX, estructura de control

Nota: “MO” representa el momento en la base y “MO0.5”, el momento a media altura. Elaboración propia.

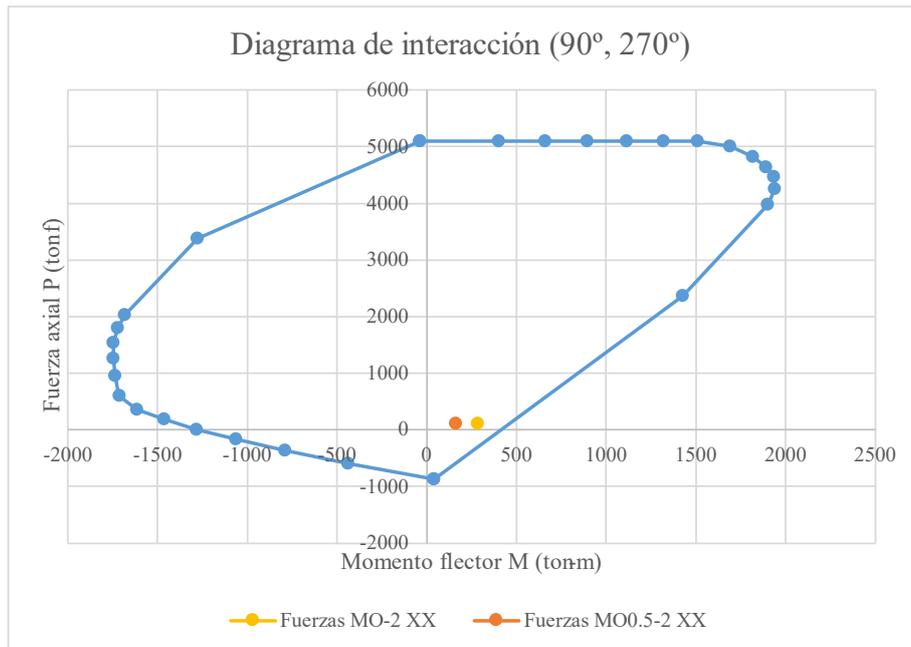


Figura 4.9: Diagrama de interacción para momentos en XX, estructura modificada

Nota: Igual nomenclatura que la Figura 5.2. Elaboración propia.

$$C_{2,T} = 0,4 + 0,2(T_i - 0,5) = 0,4 + 0,2(0,608 - 0,5) = 0,4216 < 1,15$$

$$\text{Entonces: } \omega_V = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^0} C_{2,T} = 1 + \frac{3,964}{1,2} * 0,4216 = 2,393$$

$$\text{Luego, } V_B^0 = \phi^0 \omega_V V_{Base} = 1,2 * 2,393 * 72,53 \cong 208,167 \text{ tonf}$$

$$\text{Finalmente: } V_n^0 = 0,4 * V_B^0 = 83,267 \text{ tonf}$$

$$\text{Aporte del concreto: } V_c = \alpha * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 186 = 35\,714 \text{ kgf}$$

$$\text{Cortante en exceso: } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{208,167}{1,00} - 35,714 = 172,453 \text{ tonf}$$

$$\text{Aporte del refuerzo: } V_s = \frac{n * A_v * f_y * d}{s} = \frac{2 * 1,99 * 4200 * 186}{15} = 207,2784 \text{ tonf}$$

Tabla 4.15: Diseño por cortante de muros de ascensor

	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Vu (tonf)	72,526	134,378	52,216	262,598
Vb° (tonf)	208,167	384,305	199,944	986,303
Vn° (tonf)	83,267	153,722	79,978	394,521
α	0,53	0,53	0,53	0,80
Vc (tonf)	35,714	65,284	35,714	191,286
#Barras/sec.	2	2	2	2
s (mm)	150	150	150	100
Av (cm²)	3,98	3,98	3,98	3,98
Vs (tonf)	207,278	378,896	207,278	1103,256
Vn (tonf)	242,992	444,180	242,992	1294,542
Ω	1,167	1,156	1,215	1,313

Nota: Las fuerzas en la dirección X corresponden a las resistidas por cada ala individualmente. Elaboración propia.

CAPÍTULO 5: Análisis Sísmico Computacional

En este capítulo, se describe brevemente el proceso de modelado de las dos estructuras a comparar. Seguidamente, se presentan los distintos resultados obtenidos de la aplicación del Análisis Dinámico Modal Espectral.

5.1. Modelado de las estructuras

La estructuración correspondiente a ambas edificaciones se elaboró a partir del planteamiento arquitectónico de un hotel de 4 pisos en la ciudad de Lima. De la estructuración base, se plantearon dos estructuras distintas, que se diferencian en el espesor utilizado en los muros estructurales y el porcentaje de fuerza cortante que soportan. Como se mencionó anteriormente, los pórticos de la primera estructura soportan un 50% de la fuerza cortante basal, mientras que en la segunda tienen asignado el 25% de las solicitaciones. El modelo en ETABS se realizó a partir de las plantas representadas anteriormente en la Figura 4.2.

Para poder realizar la evaluación de las estructuras, se elaboraron los espectros de diseño según la normativa NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Los valores de los coeficientes Z, U, C y S se utilizan tal y como fueron planteados en el capítulo anterior. El valor del coeficiente R_0 a utilizar depende de la estructura analizada, siendo igual a 7 en la estructura de control (correspondiente a un sistema dual de concreto armado) e igual a 6 en la estructura modificada, considerando un sistema de muros de concreto armado. Independientemente de la estructura, el valor se mantiene constante para ambas direcciones. Para determinar el valor del coeficiente R final, es necesario realizar el análisis de irregularidades.

Las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo *frame*, mientras que los muros estructurales utilizan modelos tipo *Shell-thin* y las losas, modelos tipo membrana con espesor despreciable y transmisión de cargas en dos dimensiones. Para todos los elementos, se utilizan propiedades de material definido como concreto de $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, y acero de refuerzo ASTM

A615 G60. A continuación, se presenta una imagen del modelo básico elaborado en el programa ETABS.

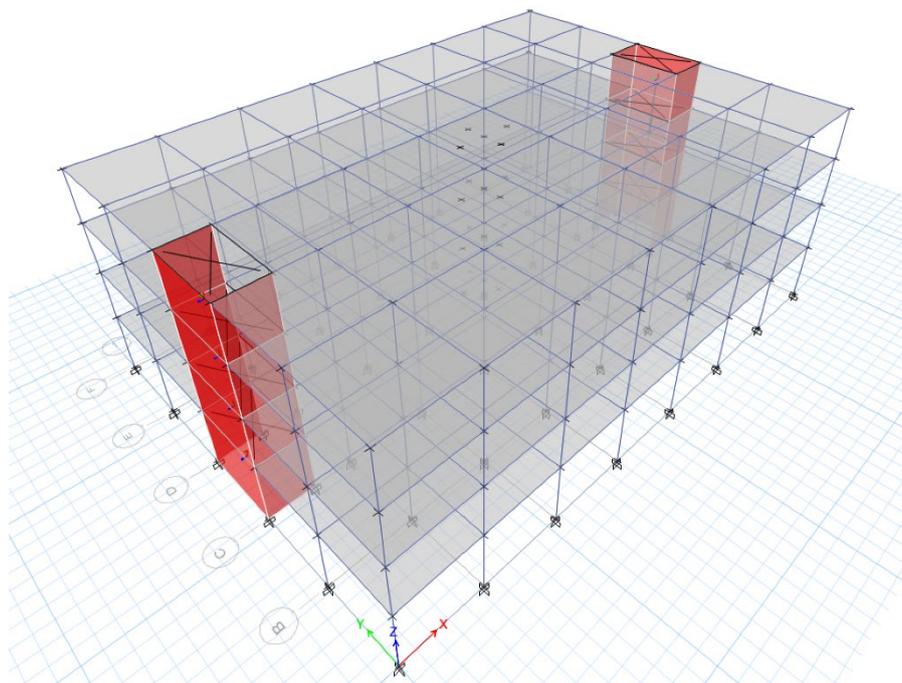


Figura 5.1: Modelo en ETABS, vista 3D

Nota: Elaboración propia

5.2. Análisis de irregularidades

Los tipos de irregularidad en altura planteados en la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente son el piso blando (convencional y extremo), el piso débil (convencional y extremo), la irregularidad de masa o peso, la irregularidad geométrica y la discontinuidad en los sistemas resistentes (convencional y extrema) (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). Por las características propias de la estructuración y de los elementos diseñados, se descartan las irregularidades de resistencia, la irregularidad geométrica vertical y la discontinuidad de sistemas. Los dos tipos restantes se evalúan a continuación.

Para evaluar la irregularidad de rigidez, se utilizan tanto el espectro de diseño para el caso de estructuras regulares como las provisiones del artículo 31.1. Se realizó un análisis espectral de ambos modelos elaborados, utilizando un caso de análisis con los parámetros sísmicos mencionados en la sección anterior, multiplicado por $0.75 \cdot R_0$. Los resultados y la evaluación

se presentan en la tabla a continuación. El análisis demuestra que no existe irregularidad de rigidez en las estructuras.

Tabla 5.1: Análisis de irregularidad de rigidez

Estructura	Caso/Dirección	Piso	K (ton/m)	K_n/K_{n+1}	$K_n/Prom(K_{n+1}; K_{n+2}; K_{n+3})$
$\beta_f=50\%$	DERXX MY+	4	261583,46	-	-
		3	343835,43	1,31	-
		2	407188,49	1,18	-
		1	549839,75	1,35	1,63
	DERYY MX+	4	293267,10	-	-
		3	404279,98	1,38	-
		2	494730,39	1,22	-
		1	630377,11	1,27	1,59
$\beta_f=25\%$	DERXX MY+	4	310583,02	-	-
		3	440253,66	1,42	-
		2	556938,70	1,27	-
		1	814288,19	1,46	1,87
	DERYY MX+	4	552813,75	-	-
		3	760425,34	1,38	-
		2	924185,92	1,22	-
		1	1138373,35	1,23	1,53
				>0,70	>0,80

Nota: Elaboración propia

La evaluación de la irregularidad de masa se presenta en la Tabla 5.2. Esta tabla incluye las masas presentadas inicialmente en la Tabla 4.1, así como el criterio de evaluación. Se evidencia que no existe irregularidad de masa en la edificación.

Tabla 5.2: Análisis de irregularidad de masa

Piso	Masa (ton-s²/m)	M_n/M_{n+1} (máximo)
4	56,692	No aplicable
3	58,075	1,02
2	58,075	1,00
1	58,075	1,00
Suma	230,917	<1,50

Nota: Elaboración propia

Los resultados de las dos tablas anteriores proporcionan un factor de irregularidad en altura I_a igual a 1,0. Cabe acotar que los valores de masa de la Tabla 5.2 son ligeramente distintos de los mostrados en la Tabla 4.1 y la Tabla 4.2 debido a la mayor precisión del cálculo de la masa en el modelo computacional, al considerar las dimensiones finales de las columnas. De manera similar, deben analizarse los tipos de irregularidad en planta considerados por la norma. Estos son la irregularidad torsional (convencional y extrema), la presencia de esquinas entrantes, la discontinuidad del diafragma y el uso de sistemas no paralelos (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). Una vez más, por las características de la estructuración, se descartan los tres últimos tipos de irregularidad. La evaluación de la irregularidad torsional se presenta en la Tabla 5.3. La tabla muestra la inexistencia de irregularidades torsionales en la estructura, tanto por el criterio de proporción entre derivas máximas y promedio, como por la aplicabilidad del análisis por comparación con las derivas máximas permisibles.

Tabla 5.3: Análisis de irregularidad torsional

Estructura	Caso/Dirección	Piso	Deriva máx. (m)	Deriva prom. (m)	Ratio	Deriva máx. (‰)
$\beta_f=50\%$		4	0,002667	0,002437	1,095	1,006
	DERXX	3	0,003520	0,003237	1,087	1,328
	MY+/MY-	2	0,003821	0,003529	1,083	1,442
		1	0,003173	0,002917	1,088	1,007
		4	0,002640	0,002142	1,233	0,996
	DERYY	3	0,003316	0,002704	1,226	1,251
	MX+/MX-	2	0,003477	0,002846	1,221	1,312
		1	0,003057	0,002503	1,221	0,970
		4	0,002184	0,002097	1,041	0,824
	DERXX	3	0,002639	0,002533	1,042	0,996
$\beta_f=25\%$	MY+/MY-	2	0,002664	0,002554	1,043	1,005
		1	0,002034	0,001940	1,049	0,646
		4	0,001363	0,001144	1,191	0,514
	DERYY	3	0,001722	0,001453	1,186	0,650
	MX+/MX-	2	0,001824	0,001543	1,182	0,688
		1	0,001651	0,001406	1,174	0,524
					<1,30	<3,5‰

Nota: Elaboración propia

Tras el análisis, se concluye que las estructuras no presentan irregularidad en planta, por lo que les corresponde un factor de irregularidad en planta I_p igual a 1,0. Con ambos factores y el coeficiente de reducción de fuerzas básico, se obtiene un coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R igual a 7 (en la estructura de control) o 6 (en la estructura modificada). Entonces, la fórmula del espectro de diseño queda definida como sigue:

$$S_a = \frac{0,45 * 1,00 * 1,00}{R} g * C$$

5.3. Análisis estático y análisis modal

Como requerimiento de la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente, es necesario realizar un análisis estático para verificar los valores de fuerza cortante obtenidos por el análisis espectral. En primer lugar, se estima el período fundamental de las estructuras utilizando la expresión del artículo 28.4.1, como ya se hizo en el inciso 4.1 Predimensionamiento del sistema estructural. Para la altura de las edificaciones y el valor C_T correspondiente a los sistemas estructurales, se obtuvo un período fundamental de 0,185 s.

Al período obtenido le corresponde un valor de C igual a 2,5 ($T < 0,4$ s). Tras verificar la relación C/R , se puede obtener la cortante basal total utilizando los factores del espectro de diseño y el peso de la edificación.

$$\text{Para la estructura de control: } \frac{C}{R} = \frac{2,5}{7} = 0,35 \geq 0,11$$

$$\text{Luego, } V = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{0,45 \cdot 1,00 \cdot 2,50 \cdot 1,00}{7,00} * 233,49g = 368,122 \text{ tonf}$$

$$\text{Análogamente, para } \beta_f=25\%: \frac{C}{R} = 0,41 \geq 0,11, V = 429,476 \text{ tonf}$$

Para obtener resultados más cercanos a la realidad, se opta por utilizar el período de los modos fundamentales de cada dirección, obtenidos como resultado de la ejecución del análisis modal traslacional. Los resultados de modos significativos para cada dirección se presentan en las tablas a continuación.

Tabla 5.4: Modos significativos del análisis modal traslacional

Estructura	Dirección	Modo	% Masa participante	Periodo (s)
$\beta_f=50\%$	Dirección X	1	83,51%	0,211
	Dirección Y	1	83,60%	0,192
$\beta_f=25\%$	Dirección X	1	81,43%	0,181
	Dirección Y	1	84,14%	0,142

Nota: Elaboración propia

Como se aprecia, todos los valores de periodo obtenidos resultan menores que el valor de T_p , por lo cual se les asigna a todos un valor de C igual a 2,5. Esto se traduce en que no haya cambios en el valor calculado de la cortante basal estática. Una vez definido este valor, se puede representar la distribución de las fuerzas en altura utilizando la fórmula planteada en el artículo 28.3 de la norma, en función de la altura y peso de cada entrepiso. Los resultados se presentan en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: Distribución de fuerzas cortantes en altura, método estático

$K_x=K_y$		1,0				
Piso	Peso (tonf)	H (m)	$P_i H_i$	α	$F_{i,1}$ (tonf)	$F_{i,2}$ (tonf)
4	562,34	11,10	6242,0	0,384	141,27	164,81
3	576,06	8,45	4867,7	0,299	110,17	128,53
2	576,06	5,80	3341,1	0,205	75,62	88,22
1	576,06	3,15	1814,6	0,112	41,07	47,91
Suma			16265,4	1,000	368,12	429,47

Nota: De izquierda a derecha, las columnas de fuerza representan a la estructura de control y a la estructura modificada, respectivamente. Elaboración propia.

Para poder realizar el análisis espectral, es necesario realizar primero un análisis modal tridimensional considerando una cantidad mínima de modos de vibración, en concordancia con el artículo 29.1.2 de la norma. Inicialmente, se realizó el análisis considerando un mínimo de 3 modos de vibración por piso (traslación en ambas direcciones y rotación en el plano), resultando en un total de 12 modos de vibración. A continuación, se presentan los porcentajes de masa participante de dichos modos, a fin de comprobar la condición de considerar el 90% de la masa total en la suma de masas efectivas (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). Se evidencia que el programa considera todos los modos especificados, y se cumple con considerar los primeros 6 modos de vibración para alcanzar la masa efectiva requerida por la norma, tanto en la estructura de control como en la modificada.

Tabla 5.6: Modos de vibración considerados, estructura de control

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0,211	83,50%	00,00%	00,00%
2	0,194	00,00%	83,59%	00,00%
3	0,146	00,00%	00,00%	83,22%
4	0,061	12,65%	00,00%	00,00%
5	0,057	00,00%	13,34%	00,00%
6	0,043	00,00%	00,00%	13,86%
7	0,031	03,24%	00,00%	00,00%
8	0,030	00,00%	02,58%	00,00%
9	0,023	00,00%	00,00%	02,47%
10	0,021	00,00%	00,49%	00,00%
11	0,021	00,61%	00,00%	00,00%
12	0,017	00,00%	00,00%	00,45%

Nota: Las tres últimas columnas representan la masa participativa, expresada en porcentaje de la masa total, de las direcciones de traslación en X, traslación en Y y rotación en Z, respectivamente. Se resalta en negrita los modos con los que se alcanza o supera el 90% de masa total. Elaboración propia.

Tabla 5.7: Modos de vibración considerados, estructura modificada

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0,181	81,38%	00,00%	00,00%
2	0,143	00,00%	84,09%	00,00%
3	0,101	00,00%	00,00%	83,21%
4	0,050	14,51%	00,00%	00,00%
5	0,043	00,00%	13,06%	00,00%
6	0,030	00,00%	00,00%	13,70%
7	0,025	03,47%	00,00%	00,00%
8	0,024	00,00%	02,40%	00,00%
9	0,017	00,00%	00,45%	00,00%
10	0,017	00,63%	00,00%	00,00%
11	0,016	00,00%	00,00%	02,61%
12	0,012	00,00%	00,00%	00,49%

Nota: Se utiliza la misma nomenclatura que en la Tabla 5.6. Elaboración propia.

5.4. Resultados de análisis espectral

A continuación, se muestran los resultados del análisis espectral de ambas estructuras. El espectro de diseño utilizado es concordante con lo presentado en la sección 5.2. Para el análisis, se consideraron cuatro casos de carga sísmica, que abarcan los cuatro casos de excentricidad accidental presentes en el modelo; así como cuatro casos adicionales con un factor de $0,75R$ para obtener los desplazamientos inelásticos. En cada caso, los valores finales son el resultado de la aplicación del método de combinación CQC (definido con la Ecuación 2.32 y la Ecuación 2.33) para cada tipo de respuesta modal (desplazamientos, derivas de entrepiso, fuerzas cortantes, etc.) producida por el espectro de diseño. Se presentan en primer lugar las tablas con los resultados de desplazamientos máximos y derivas de entrepiso máximas, así como gráficos que representan los perfiles de desplazamiento obtenidos.

Tabla 5.8: Desplazamientos máximos de entrepiso, estructura de control

Piso	Caso	UX (mm)	UY (mm)
4	DERXX MY+/MY-	13,12	1,65
	DERYY MX+/MX-	1,93	12,43
3	DERXX MY+/MY-	10,49	1,30
	DERYY MX+/MX-	1,51	9,82
2	DERXX MY+/MY-	6,99	0,86
	DERYY MX+/MX-	1,00	6,53
1	DERXX MY+/MY-	3,17	0,40
	DERYY MX+/MX-	0,47	3,06

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.9: Desplazamientos máximos de entrepiso, estructura modificada

Piso	Caso	UX (mm)	UY (mm)
4	DERXX MY+/MY-	9,48	0,58
	DERYY MX+/MX-	0,82	6,53
3	DERXX MY+/MY-	7,32	0,45
	DERYY MX+/MX-	0,64	5,18
2	DERXX MY+/MY-	4,69	0,30
	DERYY MX+/MX-	0,43	3,47
1	DERXX MY+/MY-	2,03	0,14
	DERYY MX+/MX-	0,20	1,65

Nota: Elaboración propia

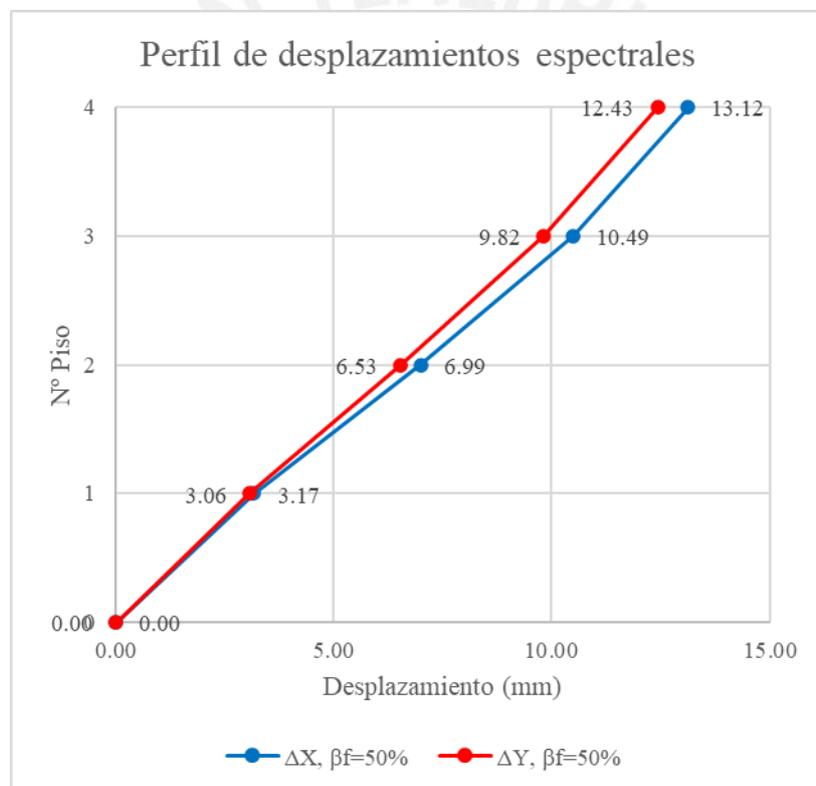


Figura 5.2: Perfil de desplazamientos espectrales, estructura de control

Nota: Elaboración propia.

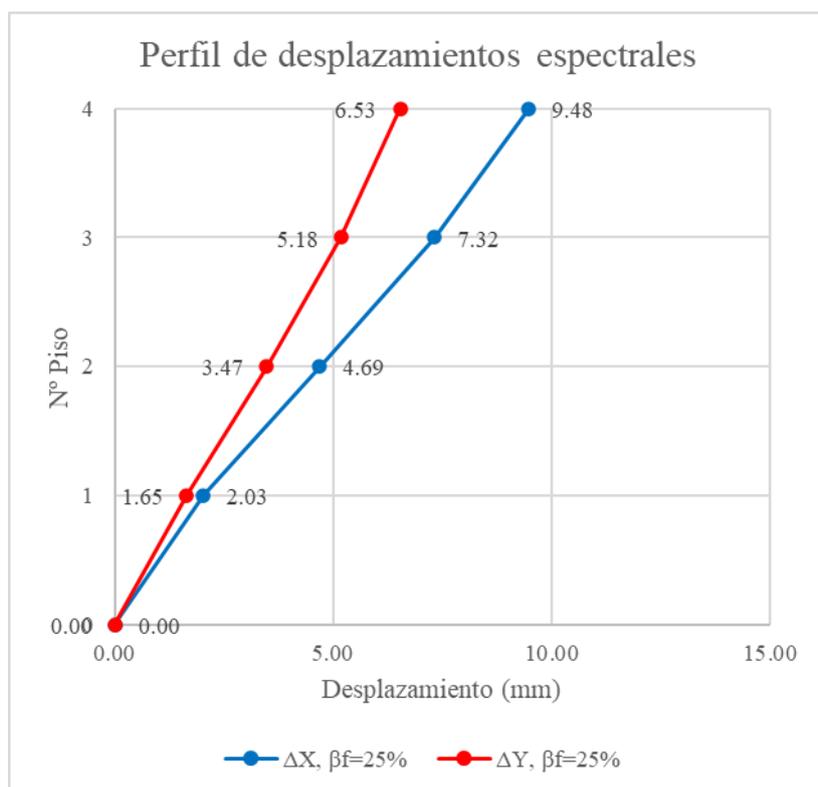


Figura 5.3: Perfil de desplazamientos espectrales, estructura modificada

Nota: Elaboración propia.

Tabla 5.10: Derivas máximas de entrepiso, estructura de control

Piso	Caso	Deriva X (‰)	Deriva Y (‰)
4	DERXX MY+/MY-	1,006	0,136
	DERYY MX+/MX-	0,159	0,996
3	DERXX MY+/MY-	1,328	0,167
	DERYY MX+/MX-	0,195	1,251
2	DERXX MY+/MY-	1,442	0,172
	DERYY MX+/MX-	0,201	1,312
1	DERXX MY+/MY-	1,007	0,127
	DERYY MX+/MX-	0,149	0,970

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.11: Derivas máximas de entrepiso, estructura modificada

Piso	Caso	Deriva X (‰)	Deriva Y (‰)
4	DERXX MY+/MY-	0,824	0,048
	DERYY MX+/MX-	0,067	0,514
3	DERXX MY+/MY-	0,996	0,058
	DERYY MX+/MX-	0,083	0,650
2	DERXX MY+/MY-	1,005	0,060
	DERYY MX+/MX-	0,086	0,688
1	DERXX MY+/MY-	0,646	0,044
	DERYY MX+/MX-	0,063	0,524

Nota: Elaboración propia

La Tabla 5.12 y la Tabla 5.13 presentan los resultados de fuerzas internas horizontales y fuerzas cortantes basales para ambas estructuras. Como el resto de los resultados, las fuerzas internas fueron calculadas mediante la combinación de respuestas espectrales por el método CQC. La fuerza cortante basal se obtiene como la acumulación de todas las fuerzas presentes en la elevación de la estructura hasta el nivel de cimentación. Adicionalmente, la tabla presenta la razón entre la fuerza cortante sobre los muros, obtenida a partir de todos los elementos *pie* de los modelos, y la fuerza cortante basal. En el método DBF para estructuras de concreto armado de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, este cálculo se utiliza para comprobar las asunciones sobre el tipo de sistema estructural utilizado. En el caso del método DDBD, el complemento de esta razón ($1-V_w/V_b$) podría compararse con el parámetro β_f definido en el primer paso del diseño para evaluar su cumplimiento en el modelo.

Tabla 5.12: Fuerzas cortantes dinámicas en altura, estructura de control

Piso	F _X (tonf)	V _X (tonf)	F _Y (tonf)	V _Y (tonf)
4	121,402	121,402	119,636	119,636
3	90,594	211,996	88,599	208,235
2	61,726	273,722	59,979	268,214
1	31,812	305,534	32,285	300,499
V_{Base}	305,534		300,499	
V_{Muros}	172,924		194,495	
V_{w/V_b}	56,6%		64,7%	

Nota: Elaboración propia

Tabla 5.13: Fuerzas cortantes dinámicas en altura, estructura modificada

Piso	F _X (tonf)	V _X (tonf)	F _Y (tonf)	V _Y (tonf)
4	144,739	144,739	140,568	140,568
3	103,047	247,786	104,881	245,449
2	68,324	316,110	71,395	316,844
1	34,902	351,012	38,934	355,778
V_{Base}	351,012		355,778	
V_{Muros}	259,764		287,103	
V_{w/V_b}	74,0%		80,7%	

Nota: Elaboración propia

Antes de utilizar las fuerzas cortantes basales en el diseño de los elementos estructurales, la Norma E.030 especifica la necesidad de evaluar el cumplimiento de una fuerza cortante mínima. Puesto que se está trabajando con estructuras regulares, el requisito consiste en considerar una fuerza cortante basal igual o mayor que el 80% de la fuerza cortante basal del método estático (Ministerio de Vivienda - SENCICO, 2020b). El cálculo de los factores de escalamiento se presenta en la tabla a continuación.

Tabla 5.14: Cálculo de fuerza cortante mínima

Estructura	Dirección	V_{bd} (tonf)	80% V_{be} (tonf)	Factor
$\beta_f=50\%$	Dirección X	305,534	294,494	1,000
	Dirección Y	300,499		1,000
$\beta_f=25\%$	Dirección X	351,012	343,576	1,000
	Dirección Y	355,778		1,000

Nota: Elaboración propia



CAPÍTULO 6: Discusión de Resultados

Esta sección presenta resumidamente las observaciones realizadas frente a los resultados de los capítulos 4 y 5. Se divide en dos secciones de comentarios y análisis, una por cada capítulo mencionado anteriormente. En el capítulo 4, se plantearon longitudes de muros de 9,30 m en el eje X y 8,50 m en el eje Y de la estructura de control. Estas longitudes se incrementaron a 17,80 m en la dirección X y 16,50 m en la dirección Y, lo que representó un incremento en la densidad de muros del 91,40% y 94,11% en cada eje, respectivamente. Los resultados obtenidos en los procesos de diseño y análisis se comentan en función de estos incrementos y de la disminución de β_f .

6.1. Sobre los resultados del diseño DDBD

En el capítulo 4, se discutieron brevemente los resultados de cada paso del diseño mediante DDBD. En esta sección, se pretende discutir los resultados de manera general. Para este fin, se vuelven a presentar todos los parámetros equivalentes en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Presentación de parámetros equivalentes

Parámetro	$\beta_f=50\%$		$\beta_f=25\%$	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento de diseño Δ_d (mm)	109,71	114,94	92,43	95,45
Masa efectiva m_e (ton-s²/m)	195,47	195,30	195,57	195,41
Altura efectiva h_e (m)	8,405	8,408	8,403	8,406
Ductilidad de muros μ_w	6,623	6,338	9,005	8,614
Ductilidad de pórticos μ_f	1,305	1,367	1,100	1,135
Amortiguamiento en muros ξ_w (%)	17,0%	16,9%	17,6%	17,5%
Amortiguamiento en pórticos ξ_f (%)	9,2%	9,8%	6,6%	7,1%
Amortiguamiento equivalente ξ_{eq} (%)	10,5%	11,0%	9,3%	9,7%
Período efectivo T_e (s)	1,21	1,28	0,98	1,03
Rigidez efectiva K_e (ton/m)	5288,78	4676,61	8013,47	7336,84
Cortante basal V_b (tonf)	580,21	537,51	740,66	700,26

Nota: Elaboración propia

Se cuenta con dos comentarios principales sobre los resultados presentados. En primer lugar, la asignación de menor fuerza cortante sobre los pórticos condujo a la obtención de desplazamientos 15,75% inferiores en la dirección X de la estructura modificada, y 16,96% menores en la dirección Y. Este fenómeno se relaciona con las asunciones del modelo del método DDBD. El método asume que el perfil de desplazamientos tras la fluencia es dominado por la respuesta de los muros (Priestley et al., 2007); de manera similar, el planteamiento de Nievas & Sullivan (2014) contempla como una mayor asignación de β_f genera cambios en los desplazamientos por un control más notorio del comportamiento por parte de los pórticos. Es posible, entonces, entender que un menor valor de β_f incrementa la influencia del sistema de muros y de su naturaleza rígida en la respuesta de la estructura completa. Cabe resaltar que la disminución no es necesariamente uniforme en todas las componentes del desplazamiento: al revisar la Tabla 4.3 y la Tabla 4.4, se observa que son los desplazamientos de fluencia los que sufren mayores disminuciones.

En segundo lugar, se pueden plantear relaciones entre la obtención del desplazamiento de diseño y todos los parámetros equivalentes. Específicamente, la disminución de la resistencia sobre los pórticos condujo a incrementos en la ductilidad y amortiguamiento de muros, rigidez secante y en la fuerza cortante en la base, mientras que reduce la ductilidad y amortiguamiento en pórticos, el amortiguamiento equivalente y el período efectivo. No se perciben variaciones significativas en los parámetros de masa y altura efectivas, por lo que se entiende que no son afectados significativamente por las variaciones en desplazamiento de diseño.

Las variaciones en la ductilidad del subsistema de muros pueden explicarse por la disminución drástica de los desplazamientos de fluencia en la estructura modificada. Las mismas variaciones no son tan drásticas en los pórticos de las estructuras, considerando que usualmente cuentan con valores bajos de ductilidad (usualmente menores de 1,5 o 2,0) y que su desplazamiento de fluencia está ligado a la altura efectiva, parámetro que no varía en los

ensayos realizados. Estas dos circunstancias conducen a la disminución del amortiguamiento efectivo de la estructura tras la ponderación. Por su parte, el incremento en la rigidez secante en la estructura modificada está ligado a la mayor influencia de los muros en el comportamiento de la estructura, así como a la disminución apreciada en los períodos efectivos. A pesar de que simultáneamente se cuenta con disminuciones en los desplazamientos de diseño e incrementos en la rigidez efectiva, la magnitud de los cambios en el último parámetro es la que genera el incremento final de fuerza cortante basal en la estructura modificada.

Los resultados presentados y discutidos son concordantes con la teoría. Sin embargo, no todos verifican las hipótesis planteadas para el incremento cercano al 100% en densidad de muros. En cuanto a la primera hipótesis, las disminuciones en desplazamientos de diseño, aproximadamente 15% de los desplazamientos de la estructura de control, resultaron menores que lo esperado. De manera similar, las variaciones en masa efectiva estuvieron en el orden del 0,05% de los valores de control, lo cual es considerablemente menor al incremento planteado del 30%. Solo en el caso de los valores de rigidez es que los resultados son similares a las hipótesis: se obtuvo un incremento del 51,5% en la dirección X de la estructura modificada, así como un incremento satisfactorio del 56,9% en la dirección Y.

Si se comparan los resultados de los ejes dentro de una misma estructura, pueden vislumbrarse tendencias similares a las encontradas en las comparaciones entre estructuras. Sin embargo, puesto que las estructuraciones fueron planteadas para mantener el valor de β_f constante dentro de una misma estructura, la magnitud de las variaciones no es significativa.

La siguiente tabla resumen presenta los resultados del diseño en concreto armado de los elementos estructurales. En ella, se evidencian dos principales particularidades. La primera, que las dimensiones y el refuerzo diseñado suelen mantenerse constantes dentro de una misma estructura e incluso en todas las estructuras. La segunda, que en muchos casos existe una gran diferencia entre las solicitaciones de diseño y la resistencia asignada.

La primera observación se cumple a cabalidad en el diseño completo de vigas y en el diseño a flexocompresión de columnas. Es de esperarse que las dimensiones de estos elementos no varíen entre estructuras, debido a que están ligadas al cálculo de parámetros del DDBD, principalmente en el caso de las vigas. Sin embargo, no existe una restricción similar que provoque el mantenimiento de las mismas distribuciones de acero en ambas estructuras, sobre todo si esto deriva en mayor sobrerresistencia en la estructura modificada. El problema se explica al entender que la mayoría de los elementos, han sido diseñados a partir de los requisitos de cuantía mínima de la norma E.060. Es mucho más evidente al considerar el caso del diseño por cortante: tanto la Tabla 4.11 como la Tabla 4.13 presentan valores de V_c considerablemente mayores que las fuerzas cortantes demandadas, y en la información plasmada en ellas se incluyen cálculos de áreas mínimas de acero y espaciamientos máximos. Inclusive, el incremento de refuerzo en las columnas de la segunda estructura no se debe a la aplicación de mayores solicitaciones, sino al cumplimiento del requisito de área de acero mínima en la zona de confinamiento. Solo se aprecian cambios significativos en el diseño de los muros, aunque esto es consecuencia del incremento de L_w en la dirección Y.

Tabla 6.2: Presentación de resultados de diseño

Elemento	Parámetro	$\beta_r=50\%$	$\beta_r=25\%$
Vigas (Piso 1)	Sección (m)	0,25 x 0,70	0,25 x 0,70
	Refuerzo long.	2 Ø3/4" sup. e inf.	2 Ø3/4" sup. e inf.
	Refuerzo transv. (@mm)	1e 3/8" @150, resto 300	1e 3/8" @150, resto 300
	Ω_f (YY)	1,351	1,960
	Ω_v (YY)	6,898 (ext.); 4,750 (resto)	9,683 (ext.); 6,487 (resto)
Columnas (interiores)	Sección (m)	0,60 x 0,60	0,60 x 0,60
	Refuerzo long.	16 Ø3/4"	16 Ø3/4"
	Refuerzo transv. (@mm)	1e 3/8" @100, resto 175	1e+1g 3/8" @100, resto 300
	Ω_{fc} (biaxial)	2,031	2,905
	Ω_v (YY)	5,348 (ext.); 3,914 (resto)	9,941 (ext.); 5,567 (resto)
	Espesor (m)	0,25	0,25
	L_{wx} (m)	2 x 2,325	2 x 2,325
Muros C	L_{wy} (m)	4,25	8,25
	Refuerzo long. (@mm)	36 Ø3/4" + 48 Ø3/8" @200	56 Ø3/4" + 68 Ø3/8" @200
	Refuerzo transv. (@mm)	2 Ø5/8" @150	2 Ø5/8" @150 (X); 100 (Y)
	Ω_{fc} (XX)	1,150	1,643
	Ω_v	1,167 (X); 1,156 (Y)	1,215 (X); 1,313 (Y)

Nota: Se representan los efectos en las direcciones más críticas consideradas. En el refuerzo transversal, "e" denota el uso de estribos cerrados y "g" denota el uso de grapas sísmicas. Elaboración propia.

La segunda observación es el resultado de dos fenómenos concurrentes: la disminución de sollicitaciones sobre los elementos en la estructura modificada y el uso obligatorio de cantidades de refuerzo exigidas por la norma E.060. Como se mencionó anteriormente, la asignación de acero de refuerzo muchas veces no responde directamente a la aplicación de mayores cargas. Puesto que en la estructura modificada se incrementa la fuerza cortante sobre los muros, las demandas sobre los elementos aperticados disminuyen, pero no el refuerzo diseñado. En el caso de los muros de ascensor, a pesar de que el subsistema de muros recibe mayores sollicitaciones, el núcleo analizado cuenta con mayor sobrerresistencia que en la estructura de

control, debido a la absorción de gran parte de los esfuerzos en X por los muros entre los ejes 3 y 4, y por la resistencia adicional otorgada por las alas adicionales en la dirección Y.

Se entiende que el diseño por capacidad busca una asignación más precisa de resistencia sobre los elementos. Los muros estructurales cumplen con este fin, demostrado en factores de sobrerresistencia que no superan el 2,0. Los elementos aporticados, sin embargo, cuentan con valores de sobrerresistencia superiores, notoriamente en el análisis por fuerzas cortantes. Puesto que las asunciones del modelo DDBD ponen énfasis en la gran influencia de los muros de corte en el comportamiento de toda la estructura dual, no se esperan desviaciones excesivas en el comportamiento real frente a los cálculos. Sin embargo, habría que estudiarse más a profundidad el efecto de altas sobrerresistencias sobre las asunciones de los elementos aporticados, como las de distribución de fuerzas cortantes en altura o las de comportamiento diferenciado entre columnas interiores y exteriores.

6.2. Sobre el análisis espectral

Existen cuatro parámetros que pueden compararse con sus contrapartes dentro del método DDBD: períodos, desplazamientos, derivas de entrepiso y fuerzas cortantes. La comparación de períodos se presenta en la tabla a continuación. Los dos primeros parámetros provienen del diseño por desplazamientos, mientras que “T estimado” (obtenido con el factor C_T) y “T espectral” (proveniente del análisis traslacional puro) corresponden a las especificaciones de la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

Tabla 6.3: Comparación de períodos obtenidos

Parámetro	$\beta_r=50\%$		$\beta_r=25\%$	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
T_e (s)	1,208	1,284	0,982	1,025
T_i (s)	0,607	0,654	0,370	0,395
T (estimado, s)	0,185	0,185	0,185	0,185
T (espectral, s)	0,211	0,192	0,181	0,142

Nota: Elaboración propia

Es normal que los mayores valores de período se encuentren bajo el parámetro de período equivalente, ya que este hace referencia al período correspondiente al desplazamiento de diseño (inelástico) en un espectro con amortiguamiento distinto del 5%. Sin embargo, la tabla resalta que los períodos elásticos T_i obtenidos por el método DDBD sean mayores que los obtenidos utilizando la norma E.030. La diferencia con el T estimado puede explicarse por el uso de períodos conservadoramente bajos en los métodos FBD, considerado como un problema por Priestley et al. (2007) ya que puede resultar en demandas de desplazamientos poco conservadoras. En contraste, la diferencia con los períodos espectrales puede deberse tanto al uso de distintas asunciones sobre la rigidez de los elementos entre los métodos, como también podría apuntar a que los desplazamientos de los modelos computacionales son menores a los desplazamientos de diseño.

A continuación, se presenta gráficamente la comparación entre desplazamientos espectrales y desplazamientos de diseño. Se observan dos hechos notables: los desplazamientos espectrales nunca superan los desplazamientos de diseño, y no parece haber proporcionalidad clara entre los dos tipos de perfiles de desplazamiento. Esta última observación se evidencia de dos formas. En contraste con el comportamiento de los perfiles del DDBD, el modelo computacional produce mayores desplazamientos en la dirección Y que en la dirección X. De

manera similar, la diferencia de desplazamientos entre ejes aumenta al disminuir el valor de β_f : los perfiles DDBD pasan de una diferencia máxima de 4,79% a 3,30%, mientras que, en el modelo, la diferencia máxima aumenta de 5,55% a 45,18%.

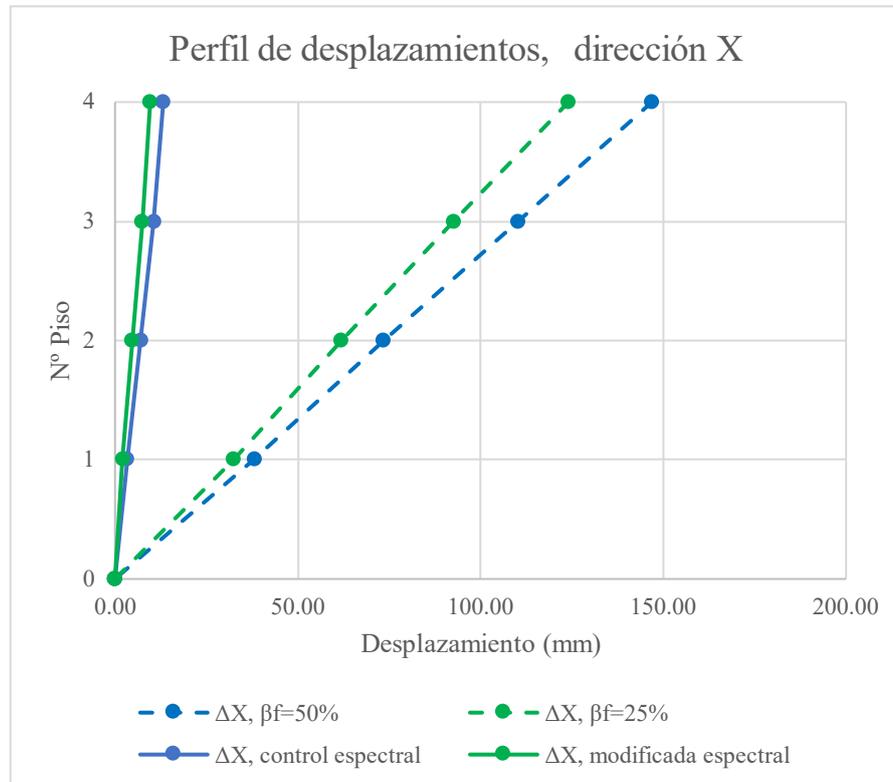


Figura 6.1: Comparación entre desplazamientos de diseño y espectrales, dirección X

Nota: Elaboración propia

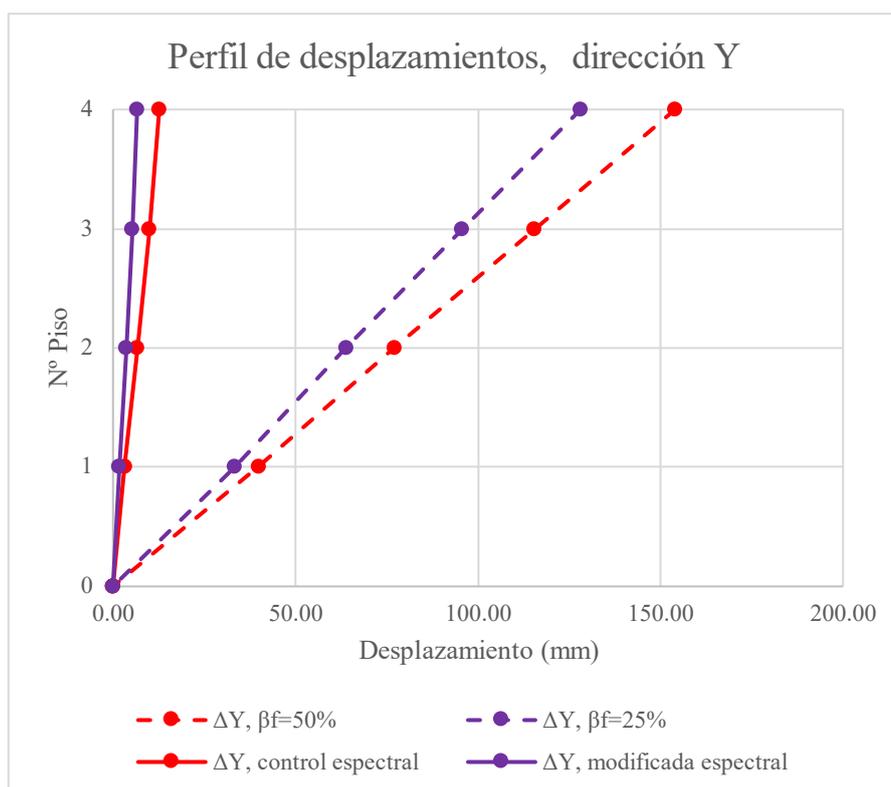


Figura 6.2: Comparación entre desplazamientos de diseño y espectrales, dirección Y

Nota: Elaboración propia

La primera y segunda hipótesis son relevantes a los resultados de desplazamientos mostrados. Del análisis de los datos de la Tabla 5.8 y la Tabla 5.9, se obtiene una reducción máxima en los desplazamientos espectrales del 27,74% en la dirección X y del 47,47% en la dirección Y cuando se incrementa la densidad de muros en la estructura modificada. Estos resultados sí verifican el planteamiento de la primera hipótesis sobre los desplazamientos reales de la estructura. Para la evaluación de la segunda hipótesis, se presentan las diferencias entre desplazamientos reales y de diseño en la Tabla 6.4. Dicha tabla muestra variaciones porcentuales máximas en la diferencia entre desplazamientos reales y de diseño de -14,47% en la dirección X y de -14,39% en la dirección Y. Aunque estos resultados se ajustan a la tendencia planteada en la segunda hipótesis, son menores a la reducción esperada de 30%. Una posible explicación de los bajos valores obtenidos es la naturaleza conservadora de los desplazamientos del análisis espectral respecto a otros métodos de análisis sísmico computacional.

Tabla 6.4: Diferencia entre desplazamientos reales y de diseño

Dir.	Piso	$\beta_f=50\%$			$\beta_f=25\%$			Var. %
		Δ_d (mm)	Δ_s (mm)	Dif.	Δ_d (mm)	Δ_s (mm)	Dif.	
X	4	146,90	13,12	133,78	124,00	9,48	114,52	-14,40%
	3	110,18	10,49	99,69	92,58	7,32	85,26	-14,47%
	2	73,53	6,99	66,54	61,82	4,69	57,13	-14,14%
	1	38,06	3,17	34,89	32,37	2,03	30,34	-13,04%
Y	4	153,94	12,43	141,51	128,09	6,53	121,56	-14,10%
	3	115,38	9,82	105,56	95,55	5,18	90,37	-14,39%
	2	76,91	6,53	70,38	63,72	3,47	60,25	-14,39%
	1	39,71	3,06	36,65	33,31	1,65	31,66	-13,62%

Nota: “ Δ_s ” hace referencia a los desplazamientos espectrales. Elaboración propia

De manera similar, se grafican los resultados de derivas de entrepiso en la Figura 6.3 y la Figura 6.4. El comportamiento de las estructuras es similar que el evidenciado en los perfiles de desplazamientos: las derivas límite son mayores en la dirección Y, pero las derivas reales del análisis espectral resultan las menores. Como se evidenció en el proceso de diseño, las derivas máximas del diseño por desplazamientos son menores que el límite de 2,5% del código modelo DBD12. Se demuestra también que las estructuras diseñadas por el método DDBD cumplen con las especificaciones de derivas límite de la norma E.030 Diseño Sismorresistente, al ser los resultados obtenidos considerablemente menores al límite de 7% establecido en dicha norma para estructuras de concreto armado. Comparando ambas estructuras, se observa que el incremento en densidad de muros condujo a reducciones tanto en derivas límite como en derivas espectrales, con disminuciones máximas de 18,25% en las derivas límite (primer piso, dirección Y) y de 48,28% en las derivas espectrales (cuarto piso, dirección Y).

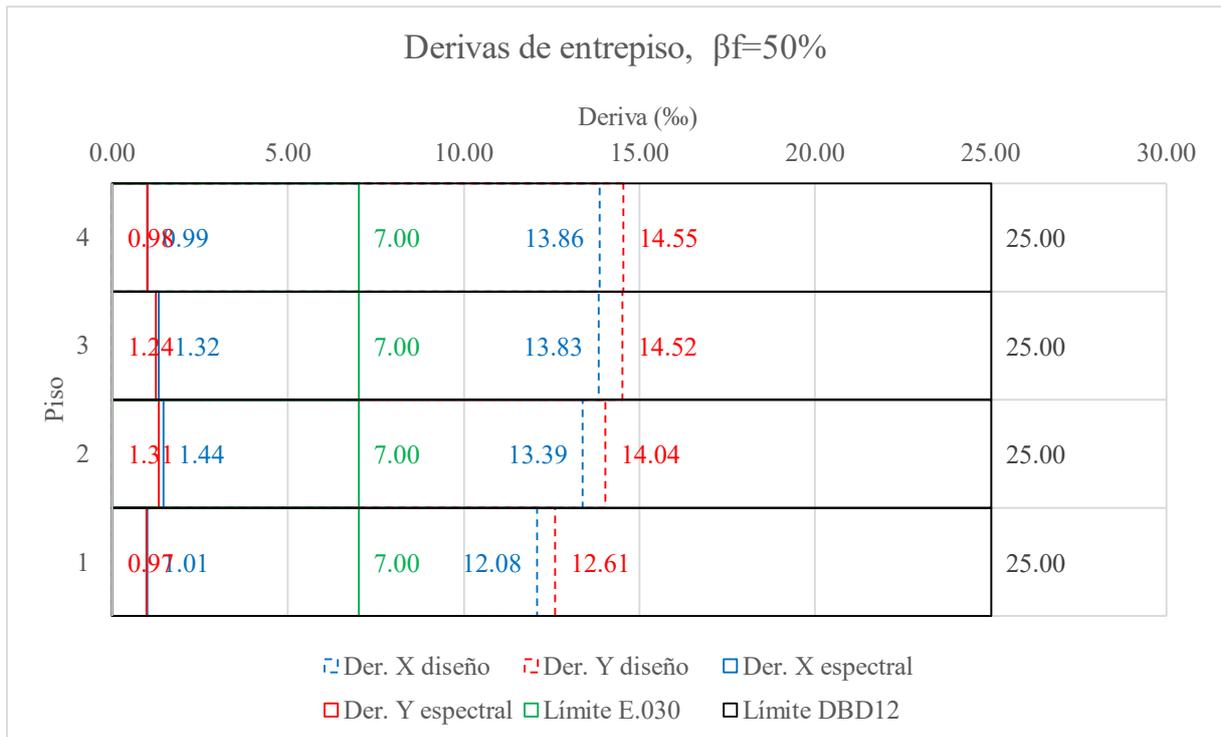


Figura 6.3: Comparación entre derivas de diseño y espectrales, $\beta_f=50\%$

Nota: Elaboración propia

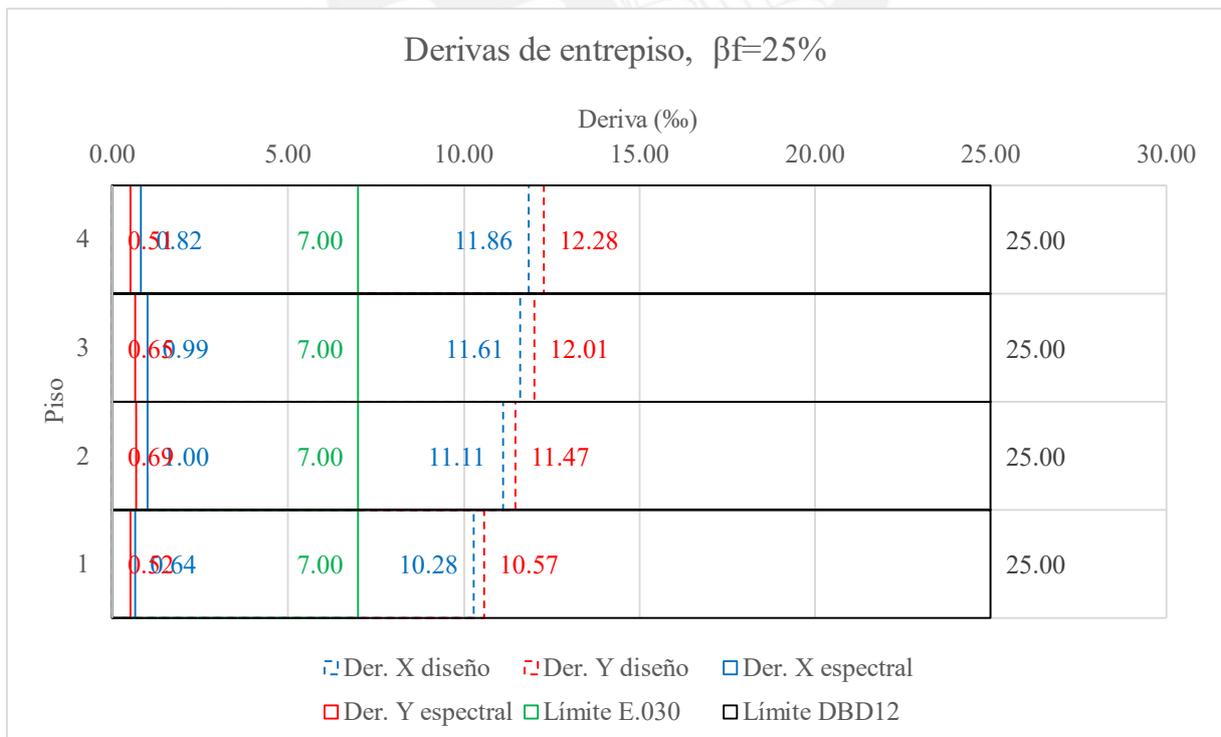


Figura 6.4: Comparación entre derivas de diseño y espectrales, $\beta_f=25\%$

Nota: Elaboración propia

Por último, se comparan los resultados de fuerzas cortantes. Estos se representan visualmente en la Figura 6.5 y la Figura 6.6. A diferencia de los dos resultados espectrales anteriores, las fuerzas cortantes sí guardan cierta proporcionalidad: en general, los resultados del análisis espectral representan alrededor del 50% de las fuerzas del método DDBD. Una vez más, esto se explica por las diferencias en asunciones entre los métodos de diseño, y está ligado a la consideración de desplazamientos mayores e inelásticos en el último método. La relación entre densidad de muros y fuerzas cortantes espectrales no queda clara: por un lado, sí existe un incremento para variaciones grandes (~90%), como las que ocurren entre la estructura de control y la estructura modificada; por el otro, las diferencias pequeñas presentes entre direcciones de una misma estructura (~10%) no garantizan que la dirección con mayor L_w desarrolle las mayores fuerzas, como sucede en la estructura modificada.

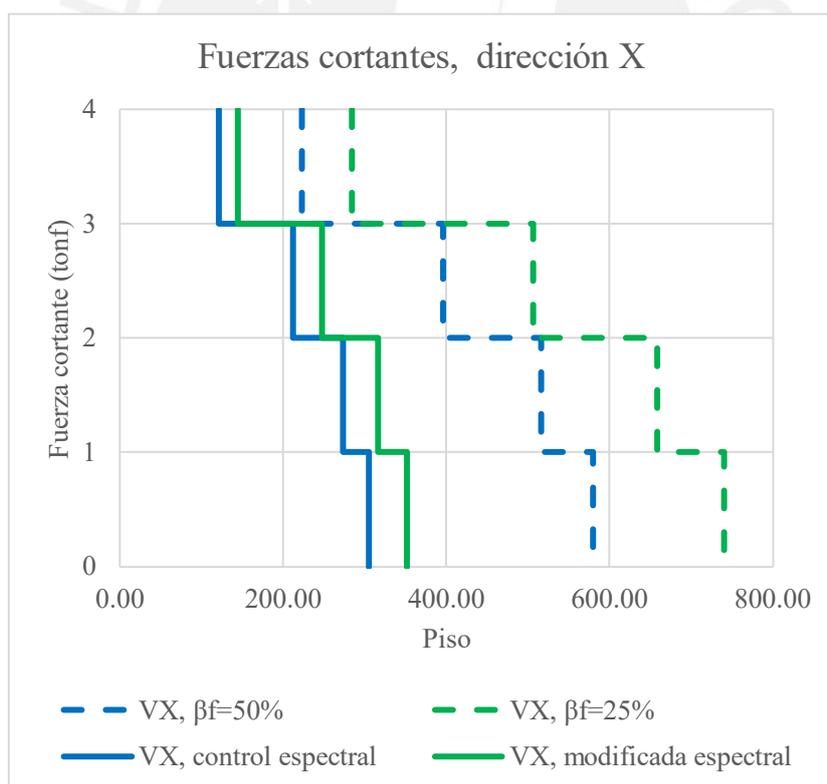


Figura 6.5: Comparación entre fuerzas cortantes DDBD y espectrales, dirección X

Nota: Elaboración propia

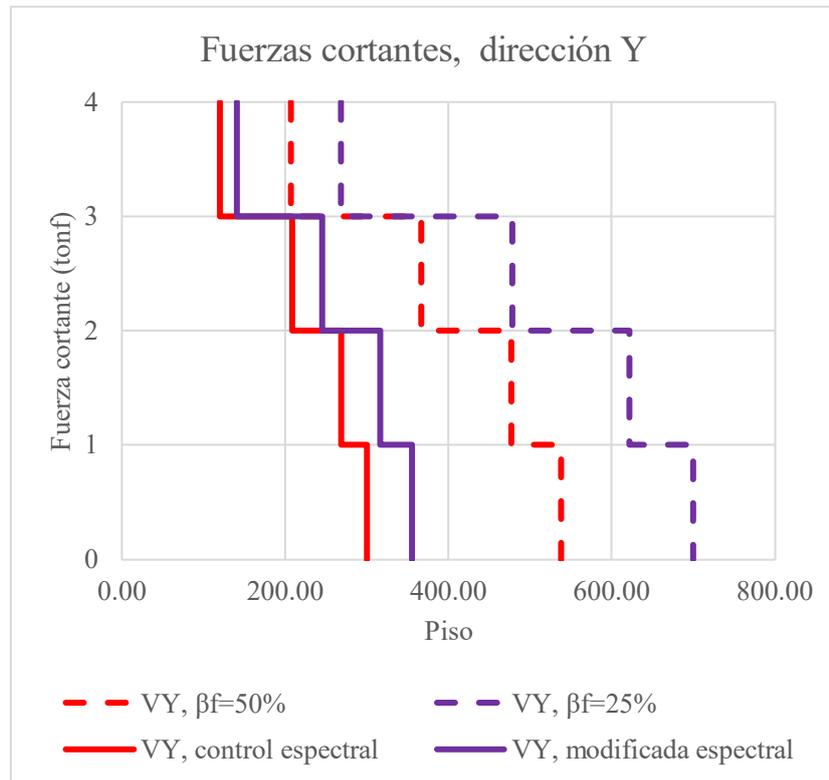


Figura 6.6: Comparación entre fuerzas cortantes DDBD y espectrales, dirección Y

Nota: Elaboración propia

Una última observación importante es la proporción de fuerzas cortantes sobre los muros. De la Tabla 5.12 y la Tabla 5.13, se obtienen proporciones de fuerzas cortantes basales sobre los muros de hasta 64,7% en la estructura de control y de hasta 80,7% en la estructura modificada. A pesar de que ambos valores se desvían de las asunciones de β_f en el método DDBD (especialmente en la estructura de control), sí permiten verificar las asunciones realizadas sobre el tipo de sistema estructural de cada alternativa y sobre sus respectivos valores R_0 , importantes principalmente para la obtención de los espectros de aceleraciones y desplazamientos utilizados.

6.3. Sobre la compatibilidad entre el método DDBD y la normativa peruana

Como se ha mencionado a lo largo de la tesis, el método DDBD y el diseño basado en fuerzas de la normativa peruana cuentan con diferencias en concepción. El método DDBD aplica conceptos del diseño por desempeño para diseñar estructuras en el rango inelástico,

mientras que la norma E.030 Diseño Sismorresistente solo considera comportamientos equivalentes al estado de Resguardo de Vida en el rango elástico (o en el límite, por medio del uso de factores de reducción de fuerzas). Por esta razón, el diseño realizado en la presente tesis tuvo que tomar ciertas consideraciones durante la ejecución de los cálculos del capítulo 4.

Los aspectos de la normativa peruana que sí pudieron adaptarse para su uso en el método desarrollado fueron los espectros de diseño (transformados de aceleraciones inelásticas a desplazamientos elásticos), los factores de reducción por amortiguamiento y las deformaciones unitarias máximas del acero. A pesar de que puede discutirse la aplicabilidad de las expresiones adaptadas de la Ecuación 3.5 y la Tabla 2.2 en un método derivado de las consideraciones del Eurocódigo, su uso no generó problemas numéricos al momento de realizar los cálculos correspondientes. También se pudo aplicar de la norma E.030 Diseño Sismorresistente y E.060 Concreto Armado como base para el predimensionamiento de L_w , en vista de no existir recomendaciones específicas para el diseño por desplazamientos.

El único aspecto normativo que no pudo ser aplicado directamente en el método fue el límite de derivas de entrepiso. Puesto que la norma E.030 solo espera desplazamientos en el límite del rango elástico, las especificaciones de derivas son menores. Dada su magnitud, el límite de deriva de 7‰ gana la comparación contra las derivas de fluencia. Aunque esto no afecta la forma de los perfiles de desplazamientos obtenidos, sí genera problemas al calcular el amortiguamiento equivalente, pues deriva en valores de ductilidad de pórticos menores a 1.

Las prerrogativas de diseño en concreto armado no generaron problemas o incompatibilidades durante su aplicación. Esto se debe a que el diseño del refuerzo de elementos individuales (en general, y de concreto armado en el caso de esta tesis) siempre se basa en la resistencia o en la capacidad que provean frente a fuerzas internas, independientemente de si se aplica diseño sísmico DBF o DDBD. Aunque se reemplazaron las formas contempladas en la norma para obtener las demandas por capacidad por aquellas

presentadas en el subcapítulo 2.1.4 de la tesis, sí se mantuvieron sin ningún problema los requisitos de espaciamiento, refuerzo mínimo, y cálculo de la resistencia nominal. Como se comentó anteriormente en este capítulo, sería conveniente analizar el efecto del refuerzo mínimo requerido por la norma E.060 en el comportamiento esperado por el diseño DDBD. Para ello, sería necesario utilizar métodos de análisis no lineal, que escapan del alcance de la presente tesis.



CAPÍTULO 7: Conclusiones y Recomendaciones

Finalmente, en este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones más resaltantes del trabajo realizado.

7.1. Conclusiones

- En concordancia con lo planteado en la hipótesis, el incremento en la densidad de muros condujo a menores desplazamientos de diseño, hasta una reducción máxima del 17% respecto a la estructura de control. Sin embargo, esto fue menor a la reducción esperada del 20%.
- De manera similar, el incremento en la densidad de muros condujo a menores desplazamientos espectrales, con reducciones máximas del 27,74% en la dirección X y del 47,47% en la dirección Y. Las reducciones son conformes con el valor mínimo esperado del 20%.
- La diferencia entre desplazamientos espectrales y de diseño disminuye al incrementar la densidad de muros. Sin embargo, las reducciones obtenidas, hasta un máximo del 14,47% de la diferencia en la estructura de control, son menores a la reducción esperada del 30%
- Las masas efectivas del método DDBD no varían significativamente al incrementar la densidad de muros.
- Las rigideces efectivas del método DDBD aumentan al incrementar la densidad de muros, hasta un 51,5% en la dirección X y 56,9% en la dirección Y. Ambas direcciones cumplen con el aumento esperado mínimo de 30%.
 - El aumento de rigidez en la estructura modificada es concordante con la disminución de desplazamientos de diseño y la presencia de mayor longitud de muros en dicha estructura.

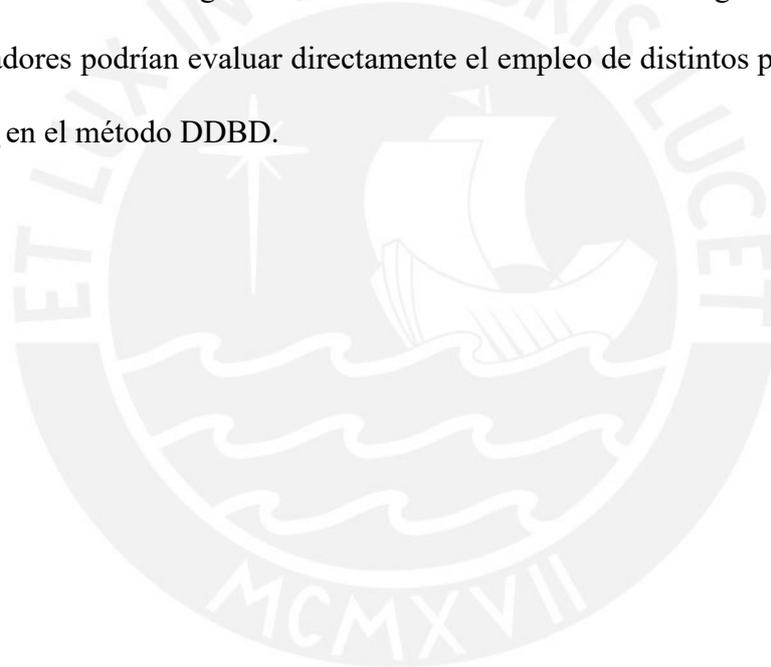
- El método DDBD no es directamente aplicable en el medio local, debido a que las derivas de diseño necesarias para el estado límite son considerablemente mayores que las especificadas en la Norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Esto es consecuencia de las diferencias en filosofías de diseño.
- El método DDBD puede aplicarse con adaptaciones en el medio local, considerando modificaciones al espectro de diseño de la Norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el factor de reducción por amortiguamiento adaptado de la Norma NTE E.031 Aislamiento Sísmico, y los límites de deriva del código modelo DBD12.
- Una estructura diseñada mediante el método DDBD y analizada por el método dinámico modal espectral cumple con los requisitos de derivas de la normativa local, y satisface los desplazamientos y derivas de diseño. Esto se comprueba antes y tras incrementar la densidad de muros en la estructuración.
- La ductilidad de los muros contemplada en el diseño por el método DDBD resulta considerablemente mayor que la asignada en los pórticos, siendo los valores de 5 a 8 veces mayores en la estructura de control y en la estructura modificada, respectivamente.
 - La ductilidad de los muros sigue siendo considerablemente mayor que en los pórticos de la estructura modificada debido a que los desplazamientos de fluencia disminuyeron más drásticamente que el desplazamiento de diseño.
- La longitud considerada para las vigas ejerce mayor influencia en el valor de la ductilidad de los pórticos (por medio del parámetro de deriva de fluencia) que las variaciones en la resistencia asignada al subsistema estructural (β_f).
- Los elementos aporticados influyen en mayor medida en el valor del amortiguamiento equivalente del sistema que los muros estructurales.

- La fórmula del amortiguamiento equivalente de los pórticos (basada en la regla de histéresis Takeda angosta) amplifica más el aporte del amortiguamiento histerético en el cálculo que en el caso de los muros ($C=0,565$ vs. $C=0,444$).
- El diseño en concreto armado utilizando solicitaciones del método DDBD requiere cantidades de refuerzo mínimas principalmente en el caso de los elementos aporticados (vigas y columnas).
- No existe proporción directa clara entre los resultados de análisis sísmico espectral (desplazamientos, derivas de entrepiso y fuerzas cortantes) y los resultados de diseño del método DDBD.

7.2. Recomendaciones

- Futuros investigadores pueden volver a revisar la aplicabilidad directa del método si la normativa local adopta parámetros de diseño para múltiples niveles de riesgo.
- Las conclusiones planteadas en la presente tesis pueden ser apoyadas con la realización de más ensayos que contemplen más variaciones en el valor β_f , tanto superiores como inferiores a lo planteado en la estructura de control.
 - Para valores de β_f mayores al 50%, puede ser necesario utilizar los planteamientos de Nievas & Sullivan (2014).
- Las conclusiones planteadas en la presente tesis pueden ser apoyadas por ensayos en estructuras con mayor número de pisos, tanto para evaluar los resultados presentados como para considerar efectos P- Δ .
- Las relaciones y el comportamiento estructural descrito en la presente tesis pueden ser corroborados con mayor precisión utilizando los métodos de análisis *push-over* o análisis tiempo-historia, previa adecuación de los modelos a utilizar.

- Futuros investigadores podrían evaluar la influencia del refuerzo mínimo exigido por la Norma E.060 Concreto Armado en el comportamiento estructural de edificaciones diseñadas por el método DDBD utilizando los mencionados métodos de análisis no lineal.
- La presente tesis plantea el uso del factor R_{ξ} derivado de la expresión del reporte FEMA 440, en lugar del utilizado en el Eurocódigo o las adaptaciones de Priestley et al. (2007). Esta decisión se toma debido a su compatibilidad con el estándar ASCE 7, utilizado y tomado como referencia en las normas de diseño sismorresistente locales. A pesar de que ya existen investigaciones como las de Mendo Rodríguez (2015), futuros investigadores podrían evaluar directamente el empleo de distintos planteamientos del factor R_{ξ} en el método DDBD.



CAPÍTULO 8: Bibliografía

- AASHTO. (2011). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design [Especificaciones Guía para Diseño Sísmico LRFD de Puentes]* (2da ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Ccahuana Nieto, J. W., & Coronel Aguilar, J. A. (2020). *Análisis sísmico comparativo entre un edificio de placas de concreto armado y una edificación de pórticos de acero a través del Diseño Directo Basado en Desplazamientos*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Recuperado a partir de <http://hdl.handle.net/10757/653692>
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering [Dinámica de Estructuras: Teoría y Aplicaciones en Ingeniería Sísmica]* (4ta Ed.). Upper Saddle River: Prentice Hall.
- City of Los Angeles Harbor Department. (2010). *The Port of Los Angeles Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves [Código Sísmico POLA 2010]*. Los Angeles.
- Córdova Shedan, R. (2017). *Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos de un Sistema Estructural Dual*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado a partir de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/9315>
- González Carrión, O. L. (2013). *Estudio Comparativo entre el Método de Diseño Sísmico Basado en Fuerzas (DBF) y el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) Aplicado a Estructuras de Múltiples Grados de Libertad de Hormigón Armado*. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. Recuperado a partir de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/1267>
- Kong, C., & Kowalsky, M. J. (2016). Impact of Damping Scaling Factors on Direct Displacement-Based Design [Impacto de factores de escala de amortiguamiento en el

Diseño Directo Basado en Desplazamientos]. *Earthquake Spectra*, 32(2), 843–859.

Recuperado a partir de <https://doi.org/10.1193/021815EQS031M>

Malekpour, S., & Dashti, F. (2013). Application of the Direct Displacement Based Design Methodology for Different Types of RC Structural Systems [Aplicación de la metodología Directa de Diseño Basada en Desplazamientos para diferentes tipos de sistemas estructurales de CA]. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(2), 135–153. Recuperado a partir de <https://doi.org/10.1007/s40069-013-0043-2>

Massena, B., Bento, R., Degée, H., & Candeias, P. (2018). Direct displacement-based design for RC structures—Procedure, advantages and shortcomings [Diseño Directo Basado en Desplazamiento para estructuras de CA – Procedimiento, ventajas y defectos]. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, III(6), 67–88. Recuperado a partir de <http://rpee.lnec.pt/>

Mendo Rodríguez, A. R. (2015). *Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado a partir de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/6817>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas Sísmicas. Diseño Sismorresistente*. Recuperado a partir de https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf

Ministerio de Vivienda - SENCICO. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.060 Concreto Armado. Reglamento Nacional de Edificaciones (1ra Ed.)*. Lima. Recuperado a partir de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Ministerio de Vivienda - SENCICO. (2020a). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.020 Cargas (1ra Ed.)*. Lima. Recuperado a partir de www.gob.pe

Ministerio de Vivienda - SENCICO. (2020b). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030 Diseño Sismorresistente* (1ra Ed.). Lima. Recuperado 13 de octubre de 2021 a partir de www.gob.pe

Morales, A. (2020). Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado. *Obras y proyectos*, (28), 45–57. Recuperado a partir de <https://doi.org/10.4067/s0718-28132020000200045>

Muñoz, A. (2020). *Comentarios a La Norma E.030 Diseño Sismorresistente* (1era ed.). Lima: Sencico. Recuperado a partir de https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1129512/COMENTARIOS_A_LA_NORMA_PERUANA_E.030_DISEÑO_SISMORRESISTENTE.pdf

Nievas, C. I., & Sullivan, T. J. (2014). Developing the Direct Displacement-Based Design Method for Rc Strong Frame – Weak Wall Structures [Desarrollo del método Directo de Diseño Basado en Desplazamientos para estructuras de concreto armado de pórtico fuerte - muro débil]. En *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul 25-29, 2014*. Istanbul. Recuperado a partir de http://www.eaee.org/Media/Default/2ECCES/2ecces_eaee/1027.pdf

Pourali, N., & Khosravi, H. (2023). The advantages of using initial stiffness in direct displacement-based design. *Journal of Building Engineering*, 63(October 2022), 105510. Recuperado a partir de <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105510>

Priestley, M. J. N. (2014). Developments in Codifying Direct Displacement-Based Seismic Design [Novedades en la codificación del Diseño sísmico Directo Basado en Desplazamientos]. En *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* (Vol. 32, pp. 91–97). Recuperado a partir de https://doi.org/10.1007/978-94-017-8875-5_7

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic*

Design of Structures [Diseño Sísmico de Estructuras Basado en Desplazamientos] (1ra Ed.). Pavia: Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia PP - Pavia.

Restrepo, J. I. (2018). Diseño por Desempeño. En *Ciclo de conferencias de José Restrepo, Ph.D.* Lima: PUCP. Recuperado a partir de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/maestriaeningenieriacivil/wp-content/uploads/sites/1041/2018/09/Conferencia-05.09-Diseño-basado-por-desempeño.pdf>

Sucapuca Rojas, L. H. (2021). *Evaluación Sísmica de un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna, mediante un enfoque basado en desplazamientos.* Universidad Privada de Tacna. Recuperado a partir de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/1675>

Sullivan, T. J., Calvi, G. M., & Priestley, M. J. N. (2004). Initial stiffness versus secant stiffness in displacement based design (Paper No. 2888). En *13th World Conference of Earthquake Engineering (WCEE)*.

Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N., & Calvi, G. M. (2006). Direct displacement-based design of frame-wall structures [Diseño Directo Basado en Desplazamientos de estructuras duales]. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(March 2016), 91–124. Recuperado a partir de <https://doi.org/10.1080/13632460609350630>

Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N., & Calvi, G. M. (Eds.). (2012). *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures - DBD12 [Un código modelo para el diseño sísmico de estructuras basado en desplazamientos - DBD12]*. Pavia: IUSS Press.

ANEXO A: Tablas desarrolladas de Diseño por DDBD

En el Capítulo 4, se explicaron los cálculos realizados durante el proceso de diseño DDBD. Por brevedad, no se desarrollaron por completo todos los cálculos de parámetros para todas las estructuras y direcciones consideradas. A fin de suplir la información completa, se presentan a continuación tablas desarrolladas para los parámetros que no cuentan con los cálculos completos en el texto principal.

Tabla A1: Cálculo de desplazamientos de fluencia, $\beta_f=50\%$, dirección X

Longitud de muros (m)	9,30					
Altura de fluencia (m)	7,42					
Curvatura de fluencia (m⁻¹)	0,0004242					
Deriva de fluencia (mm)	2,355					
Piso	H_i (m)	$\frac{\phi_y H_i^2}{2}$	$\frac{\phi_y H_i^3}{6H_{CF}}$	$\frac{\phi_y H_{CF} H_i}{2}$	$\frac{\phi_y H_{CF}^2}{6}$	Δ_y (mm)
4	11,10	-	-	31,00	6,91	24,09
3	8,45	-	-	23,60	6,91	16,69
2	5,80	12,66	3,30	-	-	9,36
1	3,15	3,73	0,53	-	-	3,21
0	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00
H_{CF}	7,42	20,72	6,91	-	-	13,82

Nota: Elaboración propia

Tabla A2: Cálculo de desplazamientos de fluencia, $\beta_f=50\%$, dirección Y

Longitud de muros (m)	8,50					
Altura de fluencia (m)	7,42					
Curvatura de fluencia (m⁻¹)	0,0008235					
Deriva de fluencia (mm)	3,056					
Piso	H_i (m)	$\frac{\phi_y H_i^2}{2}$	$\frac{\phi_y H_i^3}{6H_{CF}}$	$\frac{\phi_y H_{CF} H_i}{2}$	$\frac{\phi_y H_{CF}^2}{6}$	Δ_y (mm)
4	11,10	-	-	33,92	7,56	26,36
3	8,45	-	-	25,82	7,56	18,26
2	5,80	13,85	3,61	-	-	10,24
1	3,15	4,09	0,58	-	-	3,51
0	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00
H_{CF}	7,42	22,67	7,56	-	-	15,12

Nota: Elaboración propia

Tabla A3: Cálculo de desplazamientos de fluencia, $\beta_f=25\%$, dirección X

Longitud de muros (m)	17,80					
Altura de fluencia (m)	11,10					
Curvatura de fluencia (m⁻¹)	0,0003933					
Deriva de fluencia (mm)	2,183					
Piso	H_i (m)	$\frac{\phi_y H_i^2}{2}$	$\frac{\phi_y H_i^3}{6H_{CF}}$	$\frac{\phi_y H_{CF} H_i}{2}$	$\frac{\phi_y H_{CF}^2}{6}$	Δ_y (mm)
4	11,10	24,23	8,08	-	-	16,15
3	8,45	14,04	3,56	-	-	10,48
2	5,80	6,61	1,15	-	-	5,46
1	3,15	1,95	0,18	-	-	1,77
0	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00
H_{CF}	11,10	24,23	8,08	-	-	16,15

Nota: Elaboración propia

Tabla A4: Cálculo de desplazamientos de fluencia, $\beta_f=25\%$, dirección Y

Longitud de muros (m)	16,50					
Altura de fluencia (m)	11,10					
Curvatura de fluencia (m⁻¹)	0,0004242					
Deriva de fluencia (mm)	2,355					
Piso	H_i (m)	$\frac{\phi_y H_i^2}{2}$	$\frac{\phi_y H_i^3}{6H_{CF}}$	$\frac{\phi_y H_{CF} H_i}{2}$	$\frac{\phi_y H_{CF}^2}{6}$	Δ_y (mm)
4	11,10	26,14	8,71	-	-	17,42
3	8,45	15,15	3,84	-	-	11,30
2	5,80	7,14	1,24	-	-	5,89
1	3,15	2,10	0,20	-	-	1,91
0	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00
H_{CF}	11,10	26,14	8,71	-	-	17,42

Nota: Elaboración propia

Tabla A5: Cálculo de L_P

k	0,0619				
Estructura	Dirección	L_{P,CF} (m)	L_{P,W} (m)	L_{SP} (m)	L_P (m)
$\beta_f=50\%$	Dirección X	0,459	0,930	0,194	1,583
	Dirección Y	0,459	0,850	0,194	1,503
$\beta_f=25\%$	Dirección X	0,687	1,780	0,194	2,661
	Dirección Y	0,687	1,650	0,194	2,531

Nota: Elaboración propia

Tabla A6: Cálculo de perfil de desplazamientos, $\beta_f=50\%$, dirección X

Deriva de código		0,0250		
Deriva límite		0,0139		
Rotación plástica (mm)		11,06		
Piso	H_i (m)	Δ_y (mm)	Δ_p (mm)	Δ (mm)
4	11,10	24,09	122,81	146,90
3	8,45	16,69	93,49	110,18
2	5,80	9,36	64,17	73,53
1	3,15	3,21	34,85	38,06
0	0,00	0,00	0,00	0,00
H_{CF}	7,42	13,82	82,10	95,92

Nota: Elaboración propia

Tabla A7: Cálculo de perfil de desplazamientos, $\beta_f=50\%$, dirección Y

Deriva de código		0,0250		
Deriva límite		0,0145		
Rotación plástica (mm)		11,49		
Piso	H_i (m)	Δ_y (mm)	Δ_p (mm)	Δ (mm)
4	11,10	26,36	127,58	153,94
3	8,45	18,26	97,12	115,38
2	5,80	10,24	66,66	76,91
1	3,15	3,51	36,20	39,71
0	0,00	0,00	0,00	0,00
H_{CF}	7,42	15,12	85,29	100,41

Nota: Elaboración propia

Tabla A8: Cálculo de perfil de desplazamientos, $\beta_f=25\%$, dirección X

Deriva de código		0,0250		
Deriva límite		0,0119		
Rotación plástica (mm)		9,72		
Piso	H_i (m)	Δ_y (mm)	Δ_p (mm)	Δ (mm)
4	11,10	16,15	107,85	124,00
3	8,45	10,48	82,10	92,58
2	5,80	5,46	56,35	61,82
1	3,15	1,77	30,61	32,37
0	0,00	0,00	0,00	0,00
H_{CF}	11,10	16,15	107,85	124,00

Nota: Elaboración propia

Tabla A9: Cálculo de perfil de desplazamientos, $\beta_f=25\%$, dirección Y

Deriva de código		0,0250		
Deriva límite		0,0123		
Rotación plástica (mm)		9,97		
Piso	H_i (m)	Δ_y (mm)	Δ_p (mm)	Δ (mm)
4	11,10	17,42	110,66	128,09
3	8,45	11,30	84,24	95,55
2	5,80	5,89	57,82	63,72
1	3,15	1,91	31,40	33,31
0	0,00	0,00	0,00	0,00
H_{CF}	11,10	17,42	110,66	128,09

Nota: Elaboración propia

Tabla A10: Cálculo de desplazamiento de diseño y masa efectiva, $\beta_f=50\%$, dirección Y

Piso	m (ton-m/s ²)	Δ (mm)	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$
4	57,32	153,94	1 358 342,05	8823,84
3	58,72	115,38	781 712,61	6775,11
2	58,72	76,91	347 337,50	4516,16
1	58,72	39,71	92 594,63	2331,77
Suma			2 579 986,79	22 446,88
Δ_d (mm)	114,936	m_e	(ton-m/s²)	195,30

Nota: Elaboración propia

Tabla A11: Cálculo de desplazamiento de diseño y masa efectiva, $\beta_f=25\%$, dirección X

Piso	m (ton-m/s ²)	Δ (mm)	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$
4	57,32	124,00	881 352,32	7107,68
3	58,72	92,58	503 292,43	5436,30
2	58,72	61,82	224 410,95	3630,07
1	58,72	32,37	61 527,81	1900,77
Suma			1 670 583,51	18 074,82
Δ_d (mm)	92,427	m_e	(ton-m/s²)	195,57

Nota: Elaboración propia

Tabla A12: Cálculo de desplazamiento de diseño y masa efectiva, $\beta_f=25\%$, dirección Y

Piso	m (ton-m/s ²)	Δ (mm)	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$
4	57,32	128,09	940 452,00	7342,12
3	58,72	95,55	536 102,00	5610,70
2	58,72	63,72	238 417,20	3741,64
1	58,72	33,31	65 153,13	1955,96
Suma			1 780 124,33	18 650,42
Δ_d (mm)	95,445	m_e	(ton-m/s²)	195,41

Nota: Elaboración propia

Tabla A13: Cálculo de altura efectiva, $\beta_f=50\%$, dirección Y

Piso	h (m)	m (ton-m/s ²)	Δ (mm)	$h_i m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i$
4	11,10	57,32	153,94	97 944,63	8823,84
3	8,45	58,72	115,38	57 249,71	6775,11
2	5,80	58,72	76,91	26 193,70	4516,16
1	3,15	58,72	39,71	7345,08	2331,77
Suma				188 733,12	22 446,88
h_e (m)	8,408				

Nota: Elaboración propia

Tabla A14: Cálculo de altura efectiva, $\beta_f=25\%$, dirección X

Piso	h (m)	m (ton-m/s ²)	Δ (mm)	$h_i m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i$
4	11,10	57,32	124,00	78 895,25	7107,68
3	8,45	58,72	92,58	45 936,71	5436,30
2	5,80	58,72	61,82	21 054,41	3630,07
1	3,15	58,72	32,37	5987,41	1900,77
Suma				151 873,78	18 074,82
h_e (m)	8,403				

Nota: Elaboración propia

Tabla A15: Cálculo de altura efectiva, $\beta_f=25\%$, dirección Y

Piso	h (m)	m (ton-m/s ²)	Δ (mm)	$h_i m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i$
4	11,10	57,32	128,09	81 497,52	7342,12
3	8,45	58,72	95,55	47 410,38	5610,70
2	5,80	58,72	63,72	21 701,50	3741,64
1	3,15	58,72	33,31	6161,28	1955,96
Suma				156 770,68	18 650,42
Δ_d (mm)	8,406				

Nota: Elaboración propia

ANEXO B: Diagramas de interacción de muros de ascensor

En el subcapítulo 4.5 se realizó el diseño en concreto armado de elementos estructurales tipo de las edificaciones estudiadas. Para el caso de los muros de ascensor, se realizó el diseño por flexocompresión en tres direcciones: plano XX, plano YY y ataque en ángulo biaxial. Sin embargo, por brevedad solo se incluyeron en el texto principal los diagramas más críticos. Para suplir la información faltante, se presentan los diagramas de interacción para momentos en YY y biaxiales. Como se aprecia en las figuras presentadas y en la Tabla 4.14, queda demostrado que el refuerzo propuesto satisface las demandas sísmicas estudiadas.

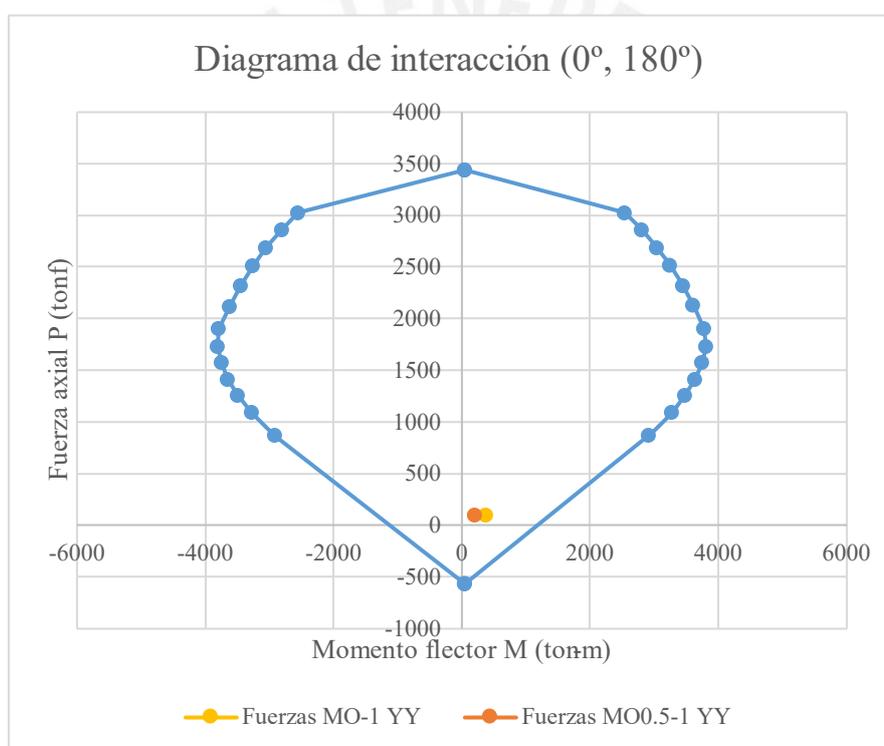


Figura B1: Diagrama de interacción para momentos en YY, estructura de control

Nota: Misma nomenclatura que la Figura 4.5. Elaboración propia.

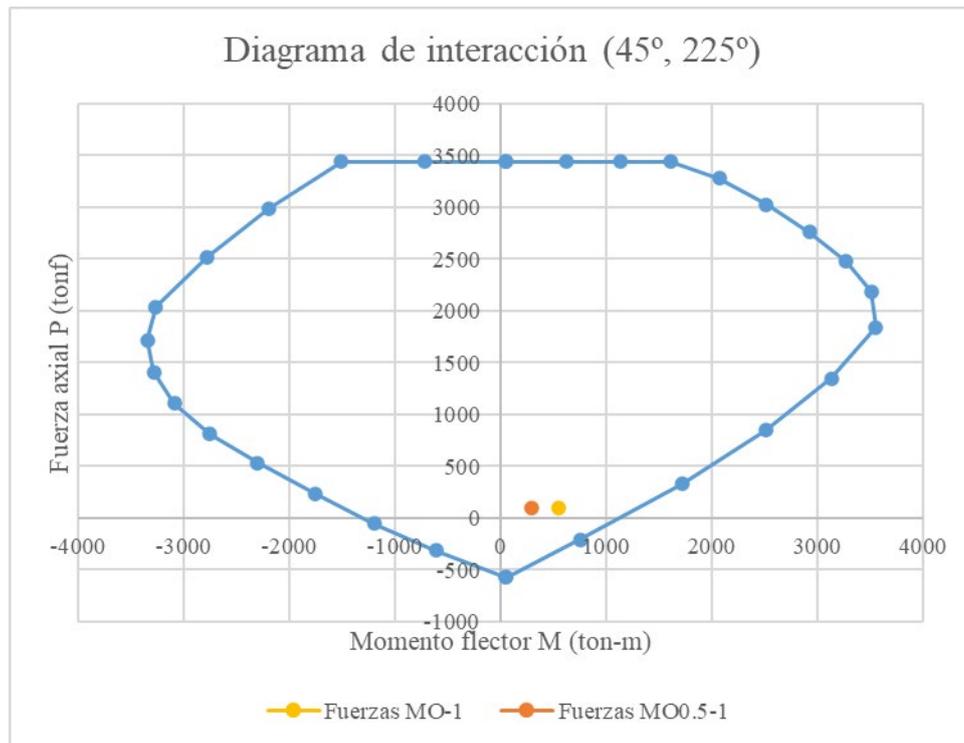


Figura B2: Diagrama de interacción para momentos biaxiales, estructura de control

Nota: Misma nomenclatura que la Figura 4.5. Elaboración propia.

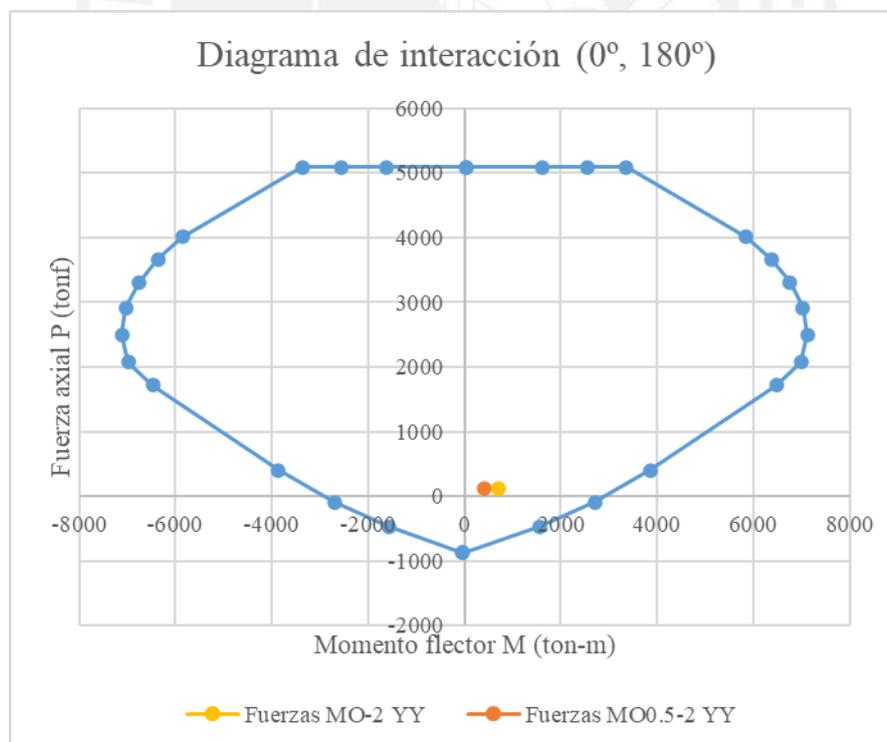


Figura B3: Diagrama de interacción para momentos en YY, estructura modificada

Nota: Misma nomenclatura que la Figura 4.5. Elaboración propia.

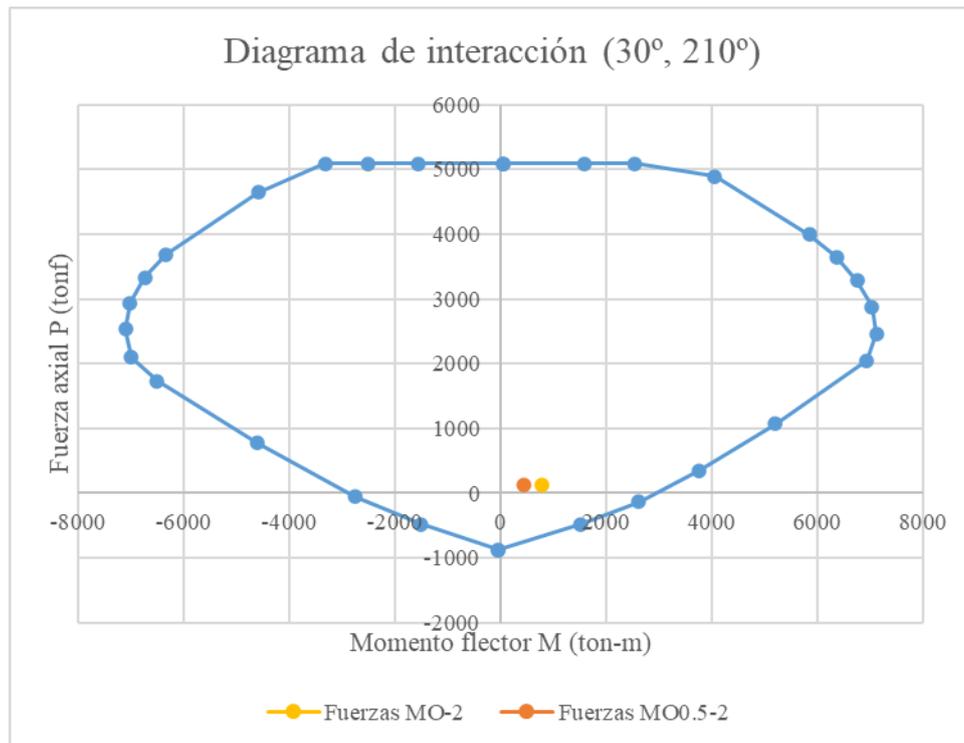


Figura B4: Diagrama de interacción para momentos biaxiales, estructura modificada

Nota: Misma nomenclatura que la Figura 4.5. Elaboración propia.