



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO:**

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

**AUTOR:**

**GONZÁLEZ CARRIÓN, OSCAR LEONEL**

**TUTOR:**

**ING. CASAL RODRÍGUEZ, XAVIER**

**Guayaquil, Ecuador**

**2013**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

### CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **Oscar Leonel González Carrión**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

---

Ing. Xavier Casal Rodríguez

REVISOR 1

---

Ing. Carlos Chon Díaz

REVISOR 2

---

Dra. Estela Ampuero .MSc.

DIRECTOR DE LA CARRERA

---

Ing. Mario Dueñas Rossi

Guayaquil, 26 de Julio del año 2013



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

**Yo, Oscar Leonel González Carrión**

### **DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación “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” previa a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

**Guayaquil, 26 de Julio del año 2013**

---

**Oscar Leonel González Carrión**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

## **AUTORIZACIÓN**

**Yo, Oscar Leonel González Carrión**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: “**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**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, 26 de Julio del año 2013**

---

**Oscar Leonel González Carrión**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios, mi familia, amigos, profesores y todos los que siempre me han apoyado.

## **DEDICATORIA**

A mis padres, por todo el sacrificio realizado para llevarme a ser lo que soy.

# TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

---

Ing. Xavier Casal Rodríguez  
PROFESOR GUÍA Ó TUTOR

---

Ing. Carlos Chon Díaz  
PROFESOR DELEGADO



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

**CALIFICACIÓN**

---

**Ing. Xavier Casal Rodríguez .MSc.  
PROFESOR GUÍA Ó TUTOR**

# ÍNDICE GENERAL

<b>1. ANTECEDENTES, OBJETIVO, ALCANCE Y METODOLOGÍA .....</b>	<b>2</b>
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Alcance.....	3
1.4. Metodología.....	4
<b>2. JUSTIFICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS .....</b>	<b>6</b>
2.1. Introducción.....	6
2.2. Descripción de los métodos actuales de diseño.....	6
2.3. El método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF).....	7
2.4. Deficiencias en el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF).....	8
2.4.1. Considera la rigidez independientemente de la resistencia.....	8
2.4.2. Asume que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia.....	9
2.4.3. Generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras.....	9
2.4.4. Usa factores de reducción de resistencia.....	10
2.5. Construcción de un espectro elástico de aceleraciones.....	10
<b>3. FUNDAMENTOS DEL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....</b>	<b>16</b>
3.1. Estados límite de diseño y niveles de desempeño.....	17
3.1.1. Niveles de desempeño.....	17
3.1.2. Estados límites de los elementos.....	17
3.1.3. Estados límites estructurales.....	18

3.2.	Estructuras de un grado de libertad.....	19
3.2.1.	Desplazamiento de diseño.....	19
3.2.2.	Desplazamiento de fluencia.....	21
3.2.3.	Amortiguamiento viscoso equivalente.....	22
3.2.4.	Factores de reducción de la demanda sísmica:.....	29
3.2.5.	Ecuación de cortante basal de diseño.....	30
3.3.	Construcción de un espectro elástico de desplazamientos.....	31
3.4.	Ejemplos.....	32
3.4.1.	Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos. (DDBD) ...	33
3.4.2.	Método de Diseño Basado en Fuerzas. (DBF).....	39
3.5.	Desventajas del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).....	43
<b>4.</b>	<b>ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD.....</b>	<b>45</b>
4.1.	Propiedades equivalentes de un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema de un grado de libertad.....	45
4.1.1.	Desplazamiento de diseño.....	45
4.1.2.	Forma de desplazamiento.....	46
4.1.3.	Masa efectiva.....	47
4.1.4.	Altura efectiva.....	47
4.1.5.	Ductilidad de desplazamiento.....	47
4.1.6.	Amortiguamiento viscoso equivalente.....	48
4.1.7.	Determinación del cortante basal de diseño.....	48
4.1.8.	Distribución del cortante basal de diseño en la estructura real.....	48
4.2.	Control de mayores modos de amplificación de la deriva.....	49
4.3.	Esquema general de diseño de un sistema de múltiples grados de libertad por el Método DDBD.....	51

<b>5. APLICACIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DDBD Y DBD APLICADO AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD DE HORMIGÓN ARMADO.....</b>	<b>53</b>
5.1. Introducción .....	53
5.2. Normas y Códigos utilizados.....	53
5.3. General .....	53
5.3.1. Características de la edificación.....	53
5.3.2. Estados de Carga.....	56
5.3.2.1. Carga Muerta (DL) .....	56
5.3.2.2. Carga Viva (LL) .....	58
5.3.2.3. Carga Sísmica (Ex) .....	59
5.3.3. Combinaciones de carga .....	59
5.4. Aplicación Método DDBD. ....	59
5.4.1. Definir secciones. ....	59
5.4.2. Transformación en un sistema equivalente de un grado de libertad y cálculo del cortante basal. ....	60
5.4.3. Análisis y diseño en SAP2000.....	61
5.5. Aplicación Método DBF. ....	66
5.5.1. Definir secciones. ....	66
5.5.2. Cálculo del cortante basal. ....	66
5.5.3. Análisis y diseño en SAP2000.....	69
<b>6. CONCLUSIONES. ....</b>	<b>74</b>
<b>7. REFERENCIAS.....</b>	<b>80</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA (NEC-11).....	11
TABLA 2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO (NEC-11).....	12
TABLA 2.3. TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA (NEC-11).....	12
TABLA 2.4. TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fd (NEC-11).....	13
TABLA 2.5. TIPO DE SUELO Y FACTORES DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL SUBSUELO Fs (NEC-11).....	13
TABLA 2.6. PARÁMETROS UTILIZADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES.....	14
TABLA 3.1.- COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE PARA EL CÁLCULO DE LA COMPONENTE DE AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO MEDIANTE LA ECUACIÓN (3.12).....	26
TABLA 3.2.- FACTOR DE CORRECCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE $\lambda$ PARA AMORTIGUAMIENTO ELÁSTICO. PRIESTLEY ET AL.(2007).....	28
TABLA 5.1. CARGA MUERTA ADICIONAL.....	56
TABLA 5.2. CARGA POR NUDO QUE REPRESENTA EL PESO PROPIO DE LAS VIGAS EN EL SENTIDO Y.....	57
TABLA 5.3. COMBINACIONES DE CARGA.....	59
TABLA 5.4. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (DDBD).....	59
TABLA 5.5. CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO (DDBD).....	60
TABLA 5.6. DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO EN CADA PISO (DDBD).....	60
TABLA 5.7. RESUMEN DE MOMENTOS Y CAGA AXIAL PARA EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS (DDBD).....	62
TABLA 5.8. RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS (DDBD).....	62
TABLA 5.9. RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DE PISO (DDBD).....	64
TABLA 5.10. RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS DE PISO (DDBD)....	65
TABLA 5.11. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (DBF).....	66
TABLA 5.12. PESO TOTAL + 25% LL DE LA ESTRUCTURA (DBF).....	67

TABLA 5.13. DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO EN CADA PISO (DBF).....	68
TABLA 5.14. RESUMEN DE MOMENTOS Y CAGA AXIAL PARA EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS (DBF).....	70
TABLA 5.15. RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS (DBF).....	70
TABLA 5.16. REVISIÓN DE DERIVAS INELÁSTICAS DE ENTREPISO (DBF).....	72
TABLA 6.1. COMPARACIÓN DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO EN CADA PISO (DDBD Y DBF).....	74
TABLA 6.2. COMPARACIÓN SECCIONES DE DISEÑO EN CADA PISO (DDBD Y DBF).....	75
TABLA 6.3. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (DDBD).....	76
TABLA 6.4. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS (DBF).....	76

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA DBF (SUÁREZ, 2009).....	9
FIGURA 2.2. ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO Y VALOR DEL FACTOR DE ZONA Z (NEC-11).....	11
FIGURA 2.3. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO (NEC-11).....	13
FIGURA 2.4. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES ZONA SÍSMICA V – SUELO TIPO E.....	14
FIGURA 3.1. FUNDAMENTOS DEL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS. PRIESTLEY ET AL. (2007).....	16
FIGURA 3.2. (A) COLUMNA EN CANTILÉVER DE UN PUENTE. PRIESTLEY ET AL. (2007); (B) SECCIONES DE COLUMNA RECTANGULAR Y ESTADOS LÍMITE DE DEFORMACIÓN. PRIESTLEY ET AL. (2007). ....	20
FIGURA 3.3. ÁREA HISTÉRETICA PARA EL CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO. PRIESTLEY ET AL. (2007). ....	23
FIGURA 3.4. REGLAS HISTÉRETICAS CONSIDERADAS EN ANÁLISIS INELÁSTICO TIEMPO-HISTORIA. PRIESTLEY ET AL. (2007). ....	25
FIGURA 3.5. RIGIDEZ SECANTE EQUIVALENTE AL AMORTIGUAMIENTO VISCOSO ELÁSTICO RELACIONADO CON LA RIGIDEZ ELÁSTICA INICIAL Y EL MODELO ELÁSTICO DE AMORTIGUAMIENTO ( $m\lambda$ ). PRIESTLEY ET AL.(2007). ....	29
FIGURA 3.6. FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA $R_E$ (NEC-11) ...	30
FIGURA 3.7. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO. (NEC-11).....	31
FIGURA 3.8. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS ZONA SÍSMICA V – SUELO TIPO E.....	32
FIGURA 3.9. ESQUEMA DE LA PILA A DISEÑARSE .....	33
FIGURA 3.10. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS REDUCIDO ZONA SÍSMICA V – SUELO TIPO E .....	36
FIGURA 3.11. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN 1 COLUMNA .....	37
FIGURA 3.12. DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.....	38
FIGURA 3.13. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN .....	38
FIGURA 3.14. CURVA CAPACIDAD DE LA PILA DEL PUENTE.....	39

FIGURA 3.15. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES REDUCIDO ZONA SÍSMICA V – SUELO TIPO E .....	40
FIGURA 3.16. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN 1 COLUMNA .....	41
FIGURA 3.17. DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.....	42
FIGURA 3.18. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN .....	42
FIGURA 4.1. ESQUEMA GENERAL DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD POR EL MÉTODO DDBD.....	51
FIGURA 5.1. DISTRIBUCIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA.....	54
FIGURA 5.2. DISTRIBUCIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN. ....	55
FIGURA 5.3. DETALLE LOSA NERVADA.....	56
FIGURA 5.4. APLICACIÓN DE CARGAS MUERTA EN EL MODELO DE SAP2000. ....	57
FIGURA 5.5. APLICACIÓN DE CARGAS MUERTA EN EL MODELO DE SAP2000. ....	58
FIGURA 5.6. MODELO ESTRUCTURAL EN SAP2000 CON LAS SECCIONES DEFINIDAS (DDBD).....	61
FIGURA 5.7. (A) Y (B) DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS COLUMNAS DEL PÓRTICO (DDBD).....	63
FIGURA 5.8. CUANTÍAS DE ACERO DEL PÓRTICO (DDBD).....	63
FIGURA 5.9. CURVA CAPACIDAD DEL PÓRTICO (DDBD).....	64
FIGURA 5.10. ROTULAS PLÁSTICAS EN EL PÓRTICO CON UN DESPLAZAMIENTO ULTIMO DE 42 CM (DDBD).....	65
FIGURA 5.11. MODELO ESTRUCTURAL EN SAP2000 CON LAS SECCIONES DEFINIDAS (DBF).....	69
FIGURA 5.12. (A) Y (B) DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS COLUMNAS DEL PÓRTICO (DBF).....	71
FIGURA 5.13. CUANTÍAS DE ACERO DEL PÓRTICO (DBF).....	71
FIGURA 5.14. CURVA CAPACIDAD DEL PÓRTICO (DBF).....	72
FIGURA 6.1. COMPARACIÓN DE ACERO DE LOS PÓRTICOS (DDBD Y DBF).....	75
FIGURA 6.2. COMPARACIÓN CURVAS CAPACIDAD DEL PÓRTICO (DDBD).....	76
FIGURA 6.3. COMPARACIÓN CURVAS CAPACIDAD DEL PÓRTICO (DBF).....	77

## RESUMEN

En el presente trabajo de grado se realizó el diseño de un pórtico de 7 pisos correspondiente a un edificio de oficinas en la ciudad de Guayaquil utilizando las metodologías de diseño directo basado en desplazamientos y diseño basado en fuerzas.

Se llegó a la conclusión de que el método DDBD es confiable para controlar de buena forma el comportamiento estructural, y que el método DBF subestima el comportamiento inelástico real de la estructura.

**Palabras Claves:** desplazamientos, amortiguamiento, sismos, hormigón armado, pórticos, fuerzas, diseño

# **CAPÍTULO 1**

## **ANTECEDENTES, OBJETIVO, ALCANCE Y METODOLOGÍA**

# 1. ANTECEDENTES, OBJETIVO, ALCANCE Y METODOLOGÍA

## 1.1. Antecedentes

Por lo general el diseño sísmo resistente de estructuras se ha basado en el método de las fuerzas, sobretodo porque es el recomendado en las actuales normas mundiales de diseño. Se ha logrado demostrar que este método muestra deficiencias como por ejemplo: la relación entre el nivel de esfuerzos y la rigidez, la dificultad de predecir el periodo estructural, la capacidad de ductilidad y el factor de reducción de fuerzas no son iguales en todos los códigos, y la dificultad que implica determinar el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último bajo la acción de un sismo. Con el método de las fuerzas es difícil diseñar con el objetivo de controlar los desplazamientos y daños causados por sismos con alta probabilidad de ocurrencia.

En los últimos años se han desarrollado diversas metodologías que parten de la capacidad de deformación de la estructura, controlando el nivel de daño según el estado límite para el que se diseñe.

Según la definición de Suárez (2009) el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) es una herramienta para el diseño por desempeño de estructuras. El método parte de un desplazamiento objetivo, que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño. Para asegurar la eficacia del DDBD, se deben utilizar paralelamente los principios del Diseño por Capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sísmo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para la estructura, y solo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

## **1.2. Objetivos**

### **Generales:**

- Demostrar la importancia práctica del método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD).
- Contribuir al mejor conocimiento de la aplicación del método de diseño directo basado en desplazamientos.
- Poner en práctica este método completamente nuevo en nuestro país, que se implementó en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11).

### **Objetivos Específicos:**

- Hacer un análisis comparativo del desempeño sísmico de pórticos de hormigón armado entre el Método de diseño sísmico basado en fuerzas y el Método de diseño sísmico basado en desplazamientos.
- Resaltar las diferencias en el proceso de diseño entre los 2 métodos.
- Analizar y diseñar un pórtico representativo por cada uno de los métodos.
- Comprobar por medio de análisis inelástico por cargas monotónicas tipo PUSH-OVER la eficiencia de estos métodos.

## **1.3. Alcance**

Para lograr los objetivos propuestos se realizará lo siguiente:

- Se propone un procedimiento de diseño sísmico de pórticos de hormigón armado, basado en fuerzas y desplazamiento, para el estado límite de servicio.
- Se analizará y diseñará un pórtico de 7 pisos correspondiente a un edificio de oficinas en la ciudad de Guayaquil, por cada uno de los métodos.
- Se analizará la capacidad de desplazamiento de los pórticos de hormigón armado, en función de las dimensiones de sus secciones, de sus

cuantías de refuerzo longitudinal, de la carga axial, del refuerzo de confinamiento.

- Se presentará la rutina de cálculo propuesta y se compara el desempeño de los pórticos diseñados con el resultado de análisis inelástico tipo “PUSH-OVER”.

#### **1.4. Metodología**

Este trabajo de grado será de carácter netamente teórico:

La investigación sobre el método de diseño sísmico basado en fuerzas (DBF) y el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) se realizará a través de informes, libros, ensayos, trabajos, tesis, internet.

Se usará programas de Microsoft Office (Word, Excel, PowerPoint) y Sigmaplot para las distintas presentaciones que se necesitarán a lo largo del desarrollo del trabajo de Grado.

El programa de elementos finitos SAP2000 será usado para elaborar los modelos de los pórticos de hormigón armado y realizar los análisis: estáticos elásticos, modal espectral y no lineal para cargas monotónicas tipo PUSH-OVER.

Se utilizará el programa Response 2000 para el análisis momento-curvatura. Los diseños se realizarán a partir de los códigos y normas: ACI (2008) y Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11).

Se compararán el método de diseño sísmico basado en fuerzas (DBF) y el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) de forma técnica.

## **CAPÍTULO 2**

# **JUSTIFICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS**

## **2. JUSTIFICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS**

### **2.1. Introducción**

Los terremotos inducen en las estructuras fuerzas y desplazamientos. Si la estructura tiene la capacidad de resistir los efectos del sismo elásticamente, existirá una relación lineal entre las fuerzas y los desplazamientos inducidos que es dada por la rigidez elástica del sistema. Por el contrario, si la estructura carece de la resistencia necesaria, la relación fuerza-desplazamiento deja de ser lineal y depende de la rigidez elástica, propiedades inelásticas y de la historia de desplazamientos impuestos en la estructura. Los puentes, edificios y otras estructuras son comúnmente diseñados con resistencias menores a las requeridas para una respuesta elástica y como consecuencia de esto la estructura responde inelásticamente, sufre daño y disipa energía. (SUÁREZ V., Diseño Basado en desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas, 2009)

En el diseño tradicional basado en fuerzas, el daño que se espera en la estructura es controlado mediante el uso de factores de reducción de resistencia que dependen del tipo de estructura. Estos métodos han sido cuestionados, atribuyéndoseles serias falencias que conducen a diseños en los que la vulnerabilidad de las estructuras resultantes no es uniforme. Esto último contrasta con la amenaza sísmica con periodo de retorno uniforme actualmente incorporado en muchos códigos de diseño. (SUÁREZ V., 2009)

### **2.2. Descripción de los métodos actuales de diseño**

La mayoría de los actuales códigos sísmicos y diseños sísmicos están basados en el análisis elástico de estructuras. Estos que incluyen el análisis estático y dinámico emplean la fuerza lateral equivalente debido a esto se les denomina métodos basados en fuerzas. Para tener en cuenta la inclusión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor

de reducción o de comportamiento para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura. Estos métodos están bien documentados en la literatura de la ingeniería sísmica y son extensamente usados. (SEAOC, 1995)

Cuando la respuesta inelástica o no lineal es importante, el análisis elástico debe usarse con precaución. En el análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones, son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas.

En el análisis no lineal, las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar. La metodología de diseño basada en desplazamiento, utiliza como punto de partida del diseño sísmico, el desplazamiento en vez de la fuerza, suponiendo que el control de desplazamientos o deriva, es la clave para controlar la capacidad por demanda y el daño de la estructura. En el diseño sísmico tradicional basado en fuerzas, la estructura es diseñada elásticamente para una respuesta de aceleración reducida y entonces, el desplazamiento es revisado como parte del criterio de aceptabilidad. En la metodología basada en desplazamientos, el proceso de diseño es inverso, se diseña el edificio con control de desplazamientos y entonces se revisa para las fuerzas. (HUAMAN V., 2010)

### **2.3. El método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF).**

Es el método que aparece en la mayoría de Normativas Sísmicas a nivel mundial, es un método sencillo y se puede resumir de la siguiente manera:

- a) Pre dimensionamiento y estimación del periodo elástico de la estructura con el análisis de las cargas del sistema.
- b) Evaluación de la masa y la rigidez de la estructura.
- c) Definición de la acción sísmica es decir, evaluar el espectro de aceleraciones de diseño teniendo en cuenta la ductilidad y la

capacidad de disipación de energía de la estructura mediante el factor de comportamiento 'R'.

- d) Calculo del periodo fundamental de la estructura.
- e) Calculo del cortante en la basal.
- f) Definición de las fuerzas sísmicas, una vez que se evalúa el cortante en la base de la estructura es necesario distribuirlo en altura.
- g) Una vez que se definen las fuerzas sísmicas que se aplican en cada piso, se debe distribuir en los diferentes elementos resistentes de la estructura. Para ello es necesario considerar los efectos de torsión generados por la no coincidencia del centro cortante y de rigidez de piso.
- h) Calculo de fuerzas cortantes y momentos.
- i) Diseño por capacidad de los elementos estructurales.

## **2.4. Deficiencias en el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF).**

El método de Diseño Basado en Fuerzas presenta algunas deficiencias tales como:

### **2.4.1. Considera la rigidez independientemente de la resistencia.**

Considera que la resistencia que se le da a la una estructura (a través del acero de refuerzo) no tiene efectos sobre la rigidez de ésta. Prueba de ello es que al inicio del proceso de diseño, la rigidez es estimada para los elementos estructurales en función de su inercia gruesa o agrietada mediante la aplicación de coeficientes de reducción de la inercia geométrica, pero sin consideración de la cantidad de refuerzo en el elemento. (SUÁREZ V., 2009)

El ignorar la interdependencia entre Rigidez y Resistencia causa que el periodo y por ende la demanda sísmica sea estimado de manera inexacta. Este problema puede ser corregido implementando un proceso iterativo en el que la rigidez, periodo y demanda sísmica se re-evalúan luego de encontrar la resistencia requerida para la estructura. (SUÁREZ, 2009)

#### 2.4.2. Asume que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia.

Debido a que la curvatura de fluencia  $\phi_y$  depende sólo de la geometría de la sección, se dice que el desplazamiento de fluencia de una estructura  $\Delta_y$  puede estimarse independientemente de la resistencia de la estructura. El considerar que la rigidez es independiente de la resistencia conlleva a la errónea suposición de que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de la estructura.

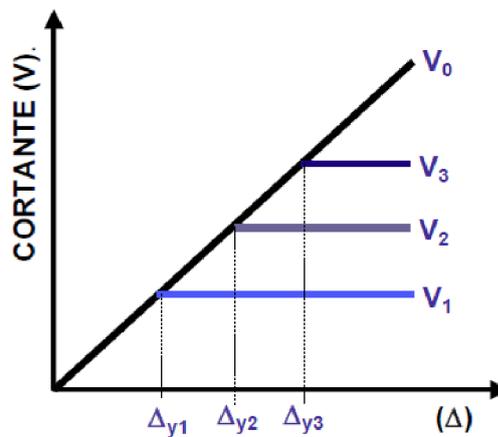


Figura 2.1. Desplazamiento de Fluencia DBF (SUÁREZ, 2009)

#### 2.4.3. Generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras.

Al utilizar factores de reducción de resistencia, para reducir la demanda elástica de resistencia, se induce la demanda de ductilidad en la estructura. Estos factores de reducción de resistencia varían dependiendo del tipo de estructura, implicando que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño. El problema es que la ductilidad es una propiedad estructural que debe establecerse en forma individual para cada estructura y estado límite de diseño. No es posible imponer en una estructura una cierta demanda de ductilidad debido a que el desplazamiento de fluencia es independiente de la resistencia.

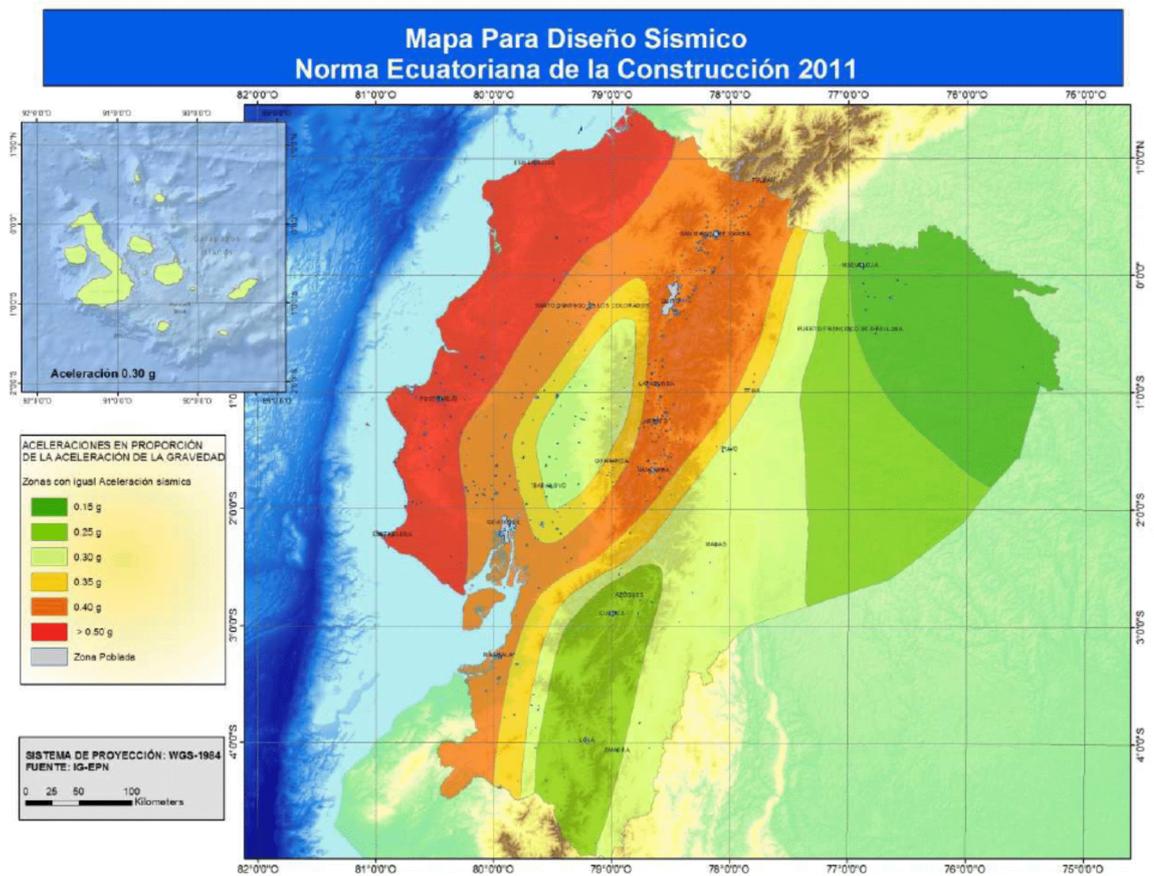
#### **2.4.4. Usa factores de reducción de resistencia.**

Utiliza factores R constantes para cada tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que R no cambia con el periodo y tipo de suelo (NEC 11, 2011) como se menciona en 2.4.3.

El método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) brinda solución a los problemas atribuidos al DBF, principalmente porque la reducción espectral (por amortiguamiento equivalente) se calcula en función de la demanda de ductilidad de la estructura, caso por caso. Adicionalmente, la rigidez no necesita ser asumida al inicio del diseño, más bien es uno de los productos del diseño. (NEC 11, 2011)

#### **2.5. Construcción de un espectro elástico de aceleraciones.**

Existen diversas metodologías para la construcción de espectros elásticos de aceleraciones, en este trabajo sólo se explicara el proceso descrito en el NEC11 y se asumirán características propias de la ciudad de Guayaquil, con la finalidad de utilizar el mismo espectro en cálculos posteriores. Desde la figura 2.2 a la figura 2.5 y de la tabla 2.1 a la tabla 2.4 se especifican los factores y procedimiento necesario para la construcción de espectro elástico de aceleraciones según el NEC 11.



**Figura 2.2.** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (NEC-11)

**Tabla 2.1.** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-11)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

**Tabla 2.2.** Clasificación de los perfiles de suelo (NEC-11)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total <b>H</b> mayor de 3 m de arcillas blandas	<b>IP &gt; 20</b> <b>w</b> $\geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>F</b>	<p>Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p><b>F1</b>—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p><b>F2</b>—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (<b>H</b> &gt;3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p><b>F3</b>—Arcillas de muy alta plasticidad (<b>H</b> &gt;7.5 m con índice de Plasticidad <b>IP</b> &gt;75)</p> <p><b>F4</b>—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (<b>H</b> &gt;30m)</p> <p><b>F5</b>—Suelos con contrastes de impedancia <math>\alpha</math> ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p><b>F6</b>—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

**Tabla 2.3.** Tipo de suelo y Factores de sitio Fa (NEC-11)

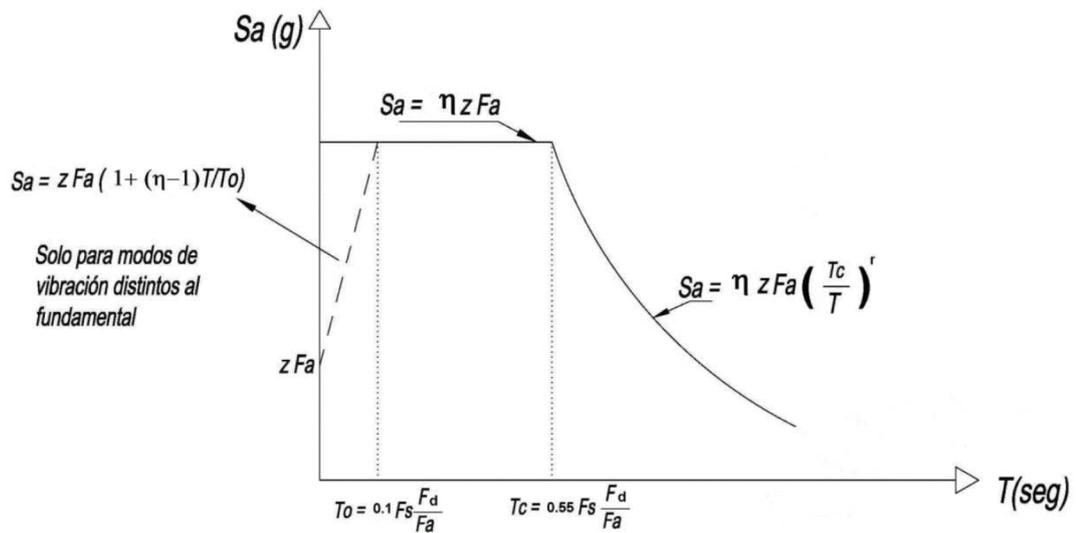
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

**Tabla 2.4.** Tipo de suelo y Factores de sitio Fd (NEC-11)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

**Tabla 2.5.** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs (NEC-11)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

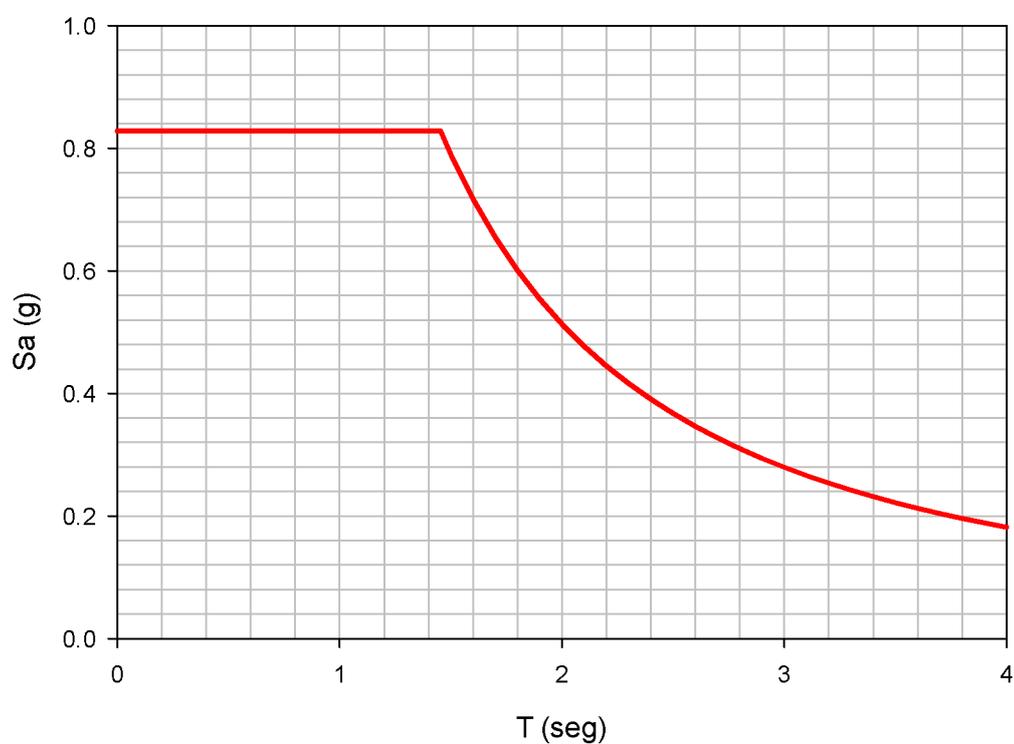


**Figura 2.3.** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (NEC-11)

Los parámetros seleccionados son los siguientes:

**Tabla 2.6.** Parámetros utilizados para la construcción del espectro elástico de aceleraciones

<b>CIUDAD</b>	Guayaquil
<b>Z (ACELERACIÓN ESPERADA EN ROCA)</b>	0.40
<b>TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO</b>	E
<b>Fa</b>	1.15
<b>Fd</b>	1.60
<b>Fs</b>	1.90
$\eta$	1.80
<b>r</b>	1.50
<b>To</b>	0.264
<b>Tc</b>	1.454
<b>TL</b>	3.840



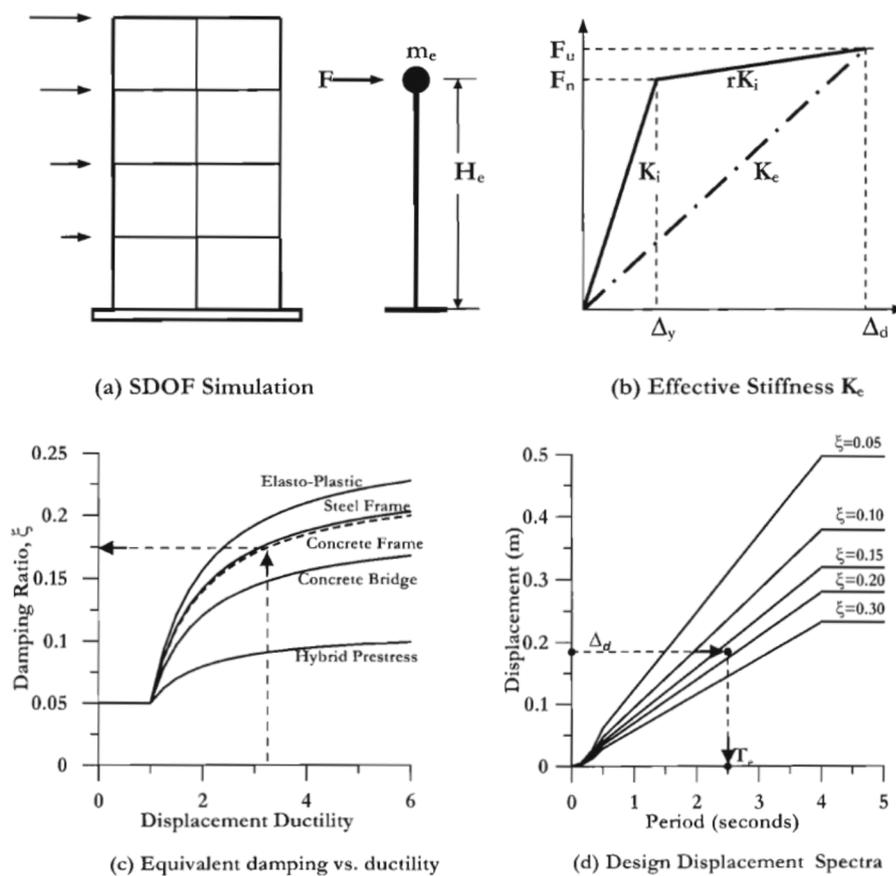
**Figura 2.4.** Espectro elástico de aceleraciones zona sísmica V – Suelo tipo E

## **CAPÍTULO 3**

# **FUNDAMENTOS DEL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD**

# 3. FUNDAMENTOS DEL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

En este capítulo se explicará lo esencial del método de diseño directo basado en desplazamientos para estructuras de un grado de libertad y se realizará un análisis comparativo entre el método DBF y el DDBD a partir de un ejemplo sencillo.



**Figura 3.1.** Fundamentos del método de diseño directo basado en desplazamientos. Priestley et al. (2007).

### **3.1. Estados límite de diseño y niveles de desempeño.**

#### **3.1.1. Niveles de desempeño.**

En el documento SEAOC (1995) se establecen 4 niveles de desempeño:

- 1. Nivel 1: Totalmente operacional.-** Las instalaciones continúan en funcionamiento con daño despreciable. La probabilidad anual de excedencia es del 87% en 50 años.
- 2. Nivel 2: Operacional.-** Las instalaciones continúan en funcionamiento con daños menores e interrupción de servicios menores no esenciales. La probabilidad anual de excedencia es del 50% en 50 años.
- 3. Nivel 3: Seguridad de vida.-** Es esencial proteger la vida, el daño varía entre moderado y extenso. La probabilidad anual de excedencia es aproximadamente del 10% en 50 años.
- 4. Nivel 4: Cercano al colapso.-** La seguridad de vida está en riesgo, el daño es severo, se previene daño estructural. La probabilidad anual de excedencia es aproximadamente del 2% en 50 años.

#### **3.1.2. Estados límites de los elementos.**

En Priestley et al. (2007) se definen los siguientes estados límite:

- a. Estado límite de Agrietamiento.-** Para elementos de hormigón y mampostería el agrietamiento marca un cambio importante en su rigidez. Para elementos críticos que se comportan inelásticamente este estado límite es insignificante, sin embargo para elementos que se comportan elásticamente es importante.
- b. Estado límite de fluencia.-** Otro cambio significativo en la rigidez de elementos de hormigón y mampostería ocurre cuando el acero de refuerzo fluye.
- c. Estado límite de Descascaramiento.-** En elementos de hormigón y mampostería el descascaramiento del recubrimiento del acero de refuerzo es muy importante, especialmente en elementos con confinamiento inadecuado o elementos sujetos a grandes cargas

axiales. Con el descacaramiento se pierde rigidez y la resistencia del elemento disminuye.

- d. Estado límite de Pandeo.-** En elementos de hormigón armado o mampostería, el pandeo del acero de refuerzo longitudinal es sumamente importante. A partir de este estado límite es probable sea necesario remover y reemplazar los elementos.
- e. Estado límite último.-** Definir estado límite último es subjetivo y dependerá del criterio de falla que se utilice. Pero se puede decir que se perderá mucha resistencia debido a las grandes deformaciones y llevara a que se produzca una falla frágil.

### **3.1.3. Estados límites estructurales.**

En Priestley et al. (2007) se definen los siguientes estados límite:

- i. Estado límite de servicio.-** Este estado límite corresponde al nivel 1 de desempeño, no deben de ser necesarios muchas reparaciones. En estructuras de hormigón y mampostería no debería presentarse descascaramiento del recubrimiento, la fluencia del acero es aceptable, el agrietamiento del hormigón deberá ser mínimo.
- ii. Estado límite de control de daño.-** En este estado límite se espera cierto nivel de daño, y el costo de reparación tiene que ser significativamente menor a reemplazar el elemento estructural. Puede ser necesario reemplazar el recubrimiento de los elementos estructurales, y utilizar inyecciones para sellar las grietas. La fractura del acero transversal y el pandeo del acero longitudinal no debería ocurrir, y el núcleo de hormigón en las zonas de rótulas plásticas no es necesario que se lo reemplace.
- iii. Estado límite de supervivencia.-** Se debe esperar gran nivel de daño, y los costos de reparación de la estructura pueden ser extremadamente altos. Este estado límite es crítico, y si se excede la

estructura ya no tendrá la capacidad de soportar cargas gravitacionales y colapsará.

## **3.2. Estructuras de un grado de libertad.**

### **3.2.1. Desplazamiento de diseño.**

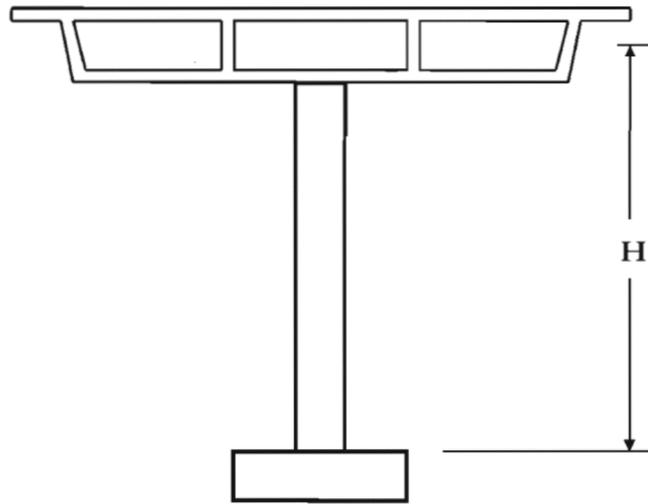
El desplazamiento de diseño depende de:

- El estado límite considerado en el diseño.
- Consideraciones estructurales y no estructurales.

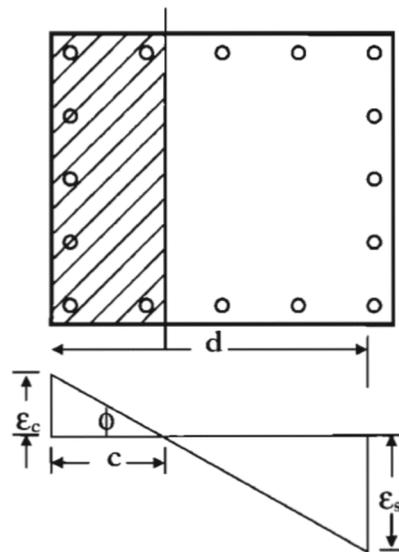
El desempeño estructural será controlado por deformaciones unitarias máximas de los materiales que dependerán del estado límite de diseño. El daño de los elementos no estructurales se puede evaluar mediante las derivas.

El proceso para encontrar el desplazamiento de diseño es el siguiente:

- La estructura más realista para representar un grado de libertad es la pila de un puente regular bajo excitación transversal como el de la figura 3.2(a).
- Se asume una posible sección transversal para la pila del puente como la que se muestra figura 3.2 (b). En esta figura se puede apreciar que se desarrolla la deformación unitaria máxima de compresión del hormigón  $\epsilon_c$  y la deformación unitaria máxima de tracción en el acero de refuerzo  $\epsilon_s$ . Por lo tanto los estados límites de deformación son  $\epsilon_{c,ls}$  y  $\epsilon_{s,ls}$  para el hormigón a compresión y para el acero de refuerzo a tracción respectivamente, la mayoría de las veces no ocurren al mismo tiempo debido a que la profundidad del eje neutro  $c$  dependerá del área de acero refuerzo y la carga axial de la sección.



(a)



(b)

**Figura 3.2.** (a) Columna en cantiléver de un puente. Priestley et al. (2007); (b) Secciones de columna rectangular y estados límite de deformación. Priestley et al. (2007).

- Por lo tanto el menor de los siguientes estados límite de curvatura, será el que gobierne el diseño:

$$(3.1a) \quad \phi_{ls,c} = \frac{\varepsilon_{c,ls}}{c} \quad (\text{compresion del hormigon})$$

$$(3.1b) \quad \phi_{ls,s} = \frac{\varepsilon_{s,ls}}{(d-c)} \quad (\text{traccion del acero})$$

- El desplazamiento de diseño puede estimarse con la siguiente ecuación:

$$(3.2) \quad \Delta_{d,ls} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y(H+L_{SP})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p H$$

- Donde  $\phi_{ls}$  es el menor entre (3.1a) y (3.1b),  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia, H es la altura de la columna,  $L_{SP}$  es la altura efectiva adicional que representa los efectos de penetración por deformación (3.3) y  $L_p$  es la longitud de la rótula plástica (3.4).

$$(3.3) \quad L_{SP} = 0.022f_{ye}d_{bl}(f_{ye} \text{ en MPa})$$

$$(3.4) \quad L_p = 0.07L + L_{SP} \geq 2L_{SP}$$

- El desplazamiento de diseño calculado (3.2) tiene que ser menor al especificado en la ecuación (3.5) que es el desplazamiento que se obtiene a partir de las derivas especificadas en los diversos códigos estructurales:

$$(3.5) \quad \Delta_{d\theta} = \theta_c H$$

- Es posible realizar el diseño para una deriva específica, y así asegurar que se alcancen las deformaciones límites.

### 3.2.2. Desplazamiento de fluencia.

Para una columna en cantiléver de un grado de libertad, el desplazamiento de cedencia es necesario por dos razones:

- 1) Si las consideraciones estructurales definen el desplazamiento límite ecuación (3.2), el desplazamiento de cedencia y curvatura de cedencia deben de conocerse.
- 2) Para el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente, la ductilidad de desplazamiento (3.6) será necesaria, y depende del desplazamiento de fluencia.

$$(3.6) \quad \mu_{\Delta} = \Delta_d / \Delta_y$$

- Para la curvatura de fluencia pueden utilizarse las siguientes ecuaciones:

$$(3.7a) \quad \phi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D} \quad (\text{columna circular de hormigon})$$

$$(3.7b) \quad \phi_y = \frac{2.10\varepsilon_y}{h_c} \quad (\text{columna rectangular de hormigon})$$

Donde  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia en el acero de refuerzo a flexión ( $= f_y / E_s$ ), y D,  $h_c$  son las dimensiones de las sección circular y rectangular respectivamente.

- Para un cantiléver de un solo grado de libertad, como la columna de un puente, el desplazamiento de fluencia puede aproximarse satisfactoriamente mediante la ecuación:

$$(3.8) \quad \Delta_y = \frac{\phi_y(H+L_{SP})^2}{3}$$

- Para elementos de hormigón armado, la deriva de fluencia puede darse en función de la curvatura de fluencia con la siguiente ecuación:

$$(3.8) \quad \theta_y = \frac{0.5\varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (\text{portico de hormigon armado})$$

Donde  $L_b$  es la longitud de la viga, y  $h_b$  la altura de la viga de hormigón armado.

### 3.2.3. Amortiguamiento viscoso equivalente.

Es necesario para el diseño relacionar la ductilidad de desplazamiento con el amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento viscoso equivalente es la suma de los amortiguamientos elásticos e hysterético:

$$(3.9) \quad \xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst}$$

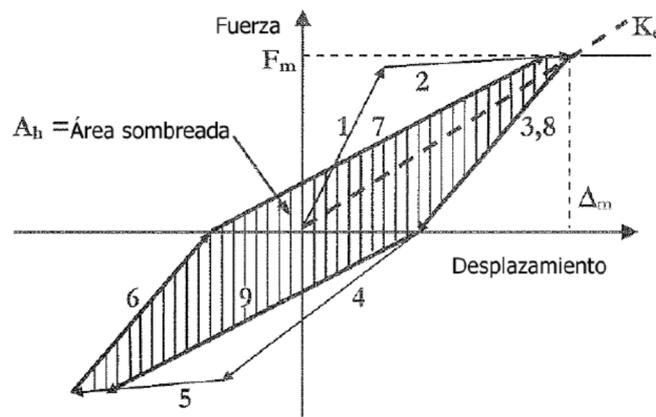
Donde el amortiguamiento hysterético  $\xi_{hyst}$  depende de la regla de histéresis escogida para la estructura que se diseñara. Normalmente, para estructuras de hormigón, el coeficiente de amortiguamiento es el 5% del amortiguamiento crítico.

a) **Amortiguamiento histerético:** Se han realizado diversos estudios sobre la manera de estimar el amortiguamiento histórico, entre los cuales los más importantes son:

- En Jacobsen, (1960) se utilizaron ecuaciones de absorción de energía para representar la respuesta cíclica del estado firme histerético en un nivel dado de desplazamiento para el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura substituta. Se obtuvo la siguiente ecuación:

$$(3.10) \quad \xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m}$$

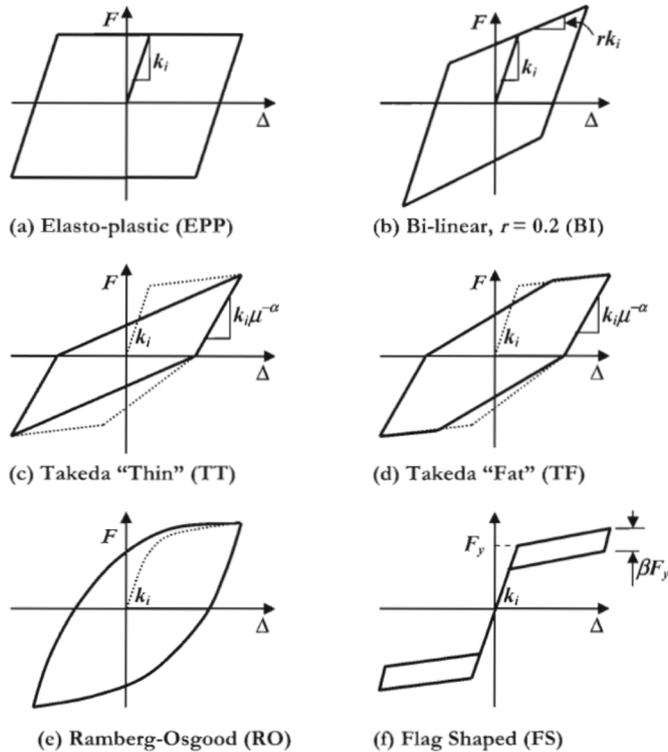
Donde  $A_h$  es el área de un ciclo completo de la respuesta estabilizada fuerza-desplazamiento, además  $F_m$  y  $\Delta_m$  son la fuerza máxima y desplazamiento alcanzado en el bucle estable. El amortiguamiento dado por las ecuaciones (3.9) y (3.10) está expresado como fracción del amortiguamiento crítico, y es relacionado con la rigidez secante  $K_e$  para una respuesta máxima como se ve en la figura 3.3, es por lo tanto compatible con las asunciones de caracterización estructural por la rigidez y el amortiguamiento en la respuesta pico.



**Figura 3.3.** Área histerética para el cálculo del amortiguamiento. Priestley et al. (2007).

Aunque este nivel de amortiguamiento dio resultados de desplazamientos bajo un movimiento sísmico que concuerdan con los resultados de un análisis tiempo-historia para sistemas con comparativamente baja absorción de energía en la respuesta histerética (como la regla modificada de Takeda), el amortiguamiento viscoso equivalente efectivo se encontró altamente sobreestimado para sistemas con alta absorción de energía, tales como el elasto-plástico o de comportamiento bilineal.

- En Priestley et al. (2007) se sugiere adoptar un método que consiste en usar valores de amortiguamiento viscoso equivalente que se han calibrado para diferentes reglas histeréticas para dar el mismo desplazamiento pico que la respuesta histerética, usando un análisis tiempo-historia. Se utilizaron dos estudios independientes, basados en diferentes metodologías para determinar los niveles de amortiguamiento viscoso equivalente. El primero mediante el uso de un gran número de acelerogramas de terremotos reales, donde el amortiguamiento viscoso equivalente fue calculado para cada registro, nivel de ductilidad, período efectivo y regla histerética separadamente, y entonces promediar los registros para proveer una relación según la regla utilizada, ductilidad, y período. El segundo estudio, usando un amplio rango de reglas histeréticas fue basado en un número pequeño de acelerogramas artificiales espectrales compatibles donde los resultados de los análisis elástico e inelástico fueron separadamente promediados, y comparados. En todos los casos el amortiguamiento viscoso equivalente se fue ajustando hasta que los resultados elásticos de la estructura equivalente igualara el del modelo histerético real. Las reglas histeréticas consideradas en el segundo estudio son descritas en la figura 3.4.



**Figura 3.4.** Reglas histéricas consideradas en análisis inelástico tiempo-historia. Priestley et al. (2007).

La regla "elásto-plástica perfecta" figura 3.4(a) es característica de algunos sistemas de aislamiento que incorporan deslizadores de fricción. La regla "bilineal" de la figura 3.4 (b) tiene una segunda pendiente de rigidez de  $r = 0.2$ , y además es apropiada para estructuras que incorporan diversos tipos de sistemas de aislamiento, aunque el valor de  $r$  puede variar considerablemente. Las dos reglas de Takeda: "Takeda Thin" figura 3.4(c) y "Takeda Fat" figura 3.4 (d), representan la respuesta de muros dúctiles de hormigón armado o columnas estructurales y pórticos dúctiles de hormigón armado de hormigón armado respectivamente. La figura 3.4 (e) muestra la regla "Lamber-Osgood" calibrada para representar estructuras dúctiles de acero, y la regla "Flag Shaped" de la figura 3.4 (f) representa estructuras discontinuas post-tensadas con una pequeña cantidad de amortiguamiento adicional.

- En el estudio de Dwairi y Kowalsky (2007) se representa la componente histerética de la respuesta con la ecuación:

$$(3.11) \quad \xi_{hyst} = c \cdot \left( \frac{\mu-1}{\mu\pi} \right)$$

Donde el coeficiente C depende de la regla histerética. Esto tiene una clara relación con la aproximación teórica basada en el área de la ecuación (3.10) para la regla elasto-plástica perfecta, para la cual  $C = 2$ . Depende en mayor medida para periodos efectivos  $T_e < 1$  segundo.

- El estudio de Grant et al.(2005), que considera un amplio rango de reglas histeréticas, emplea una formulación más compleja de la relación entre ductilidad y amortiguamiento viscoso equivalente, obteniéndose la componente histeretica por:

$$(3.12) \quad \xi_{hyst} = a \left( 1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left( 1 + \frac{1}{(T_e+c)^d} \right)$$

La ecuación (3.12) incluye la influencia del periodo dependiendo de la respuesta, en el coeficiente c y d. La tabla 3.1 enlista los coeficientes para las diferentes reglas histereticas investigadas.

**Tabla 3.1.-** Coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente para el cálculo de la componente de amortiguamiento histeretico mediante la ecuación (3.12).

<b>Modelo</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
Elasto-plástico perfecto (EPP)	0.224	0.336	-0.002	0.250
Bilineal, r=0.2 (Bi)	0.262	0.655	0.813	4.890
Takeda Thin (TT)	0.215	0.642	0.824	6.444
Takeda Fat (TF)	0.305	0.492	0.790	4.463
Flag Shape, $\beta=0.35$ (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511
Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460

**b) Amortiguamiento elástico:** Según Priestley et al. (2007) el amortiguamiento elástico es usado en el análisis inelástico tiempo-historia para representar el amortiguamiento no reflejado por el modelo histerético adoptado en el análisis. Este puede provenir de la combinación de numerosos factores, de los cuales el más importante es la asunción simplificada de respuesta lineal perfecta en el rango elástico (que por consiguiente no modela el amortiguamiento asociado con el real no lineal elástico e histerético) en el modelo histerético.

Para un sistema de un grado de libertad, el amortiguamiento elástico es usado en la ecuación dinámica de equilibrio:

$$(3.13) \quad m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

Donde  $x$  es la respuesta relativa de desplazamiento,  $\ddot{x}_g$  es la aceleración del suelo,  $m$  y  $k$  son la masa y la rigidez, y coeficiente de amortiguamiento,  $c$  es dado por:

$$(3.14) \quad c = 2m\omega_i\xi\sqrt{mk}$$

Donde  $\omega_i = \sqrt{k/m}$  es la frecuencia circular, y  $\xi$  es una fracción del amortiguamiento crítico.

Es posible generar relaciones analíticas entre los coeficientes de amortiguamiento elástico de la estructura equivalente y la estructura real, que son correctos para la respuesta armónica del estado estable. Sin embargo, como con la componente histerética, estos no son apropiados para respuestas transitorias en acelerogramas de terremotos. En consecuencia, para obtener el factor apropiado de corrección, es necesario confiar en los resultados del análisis inelástico tiempo-historia.

En Grant et al. (2005) se propuso aplicar un factor de corrección para el coeficiente de amortiguamiento elástico para asumir

cualquier amortiguamiento elástico de rigidez inicial o amortiguamiento elástico de rigidez tangente. La forma de la ecuación (3.9) es ligeramente cambiada a:

$$(3.15) \quad \xi_{eq} = k\xi_{el} + \xi_{hyst}$$

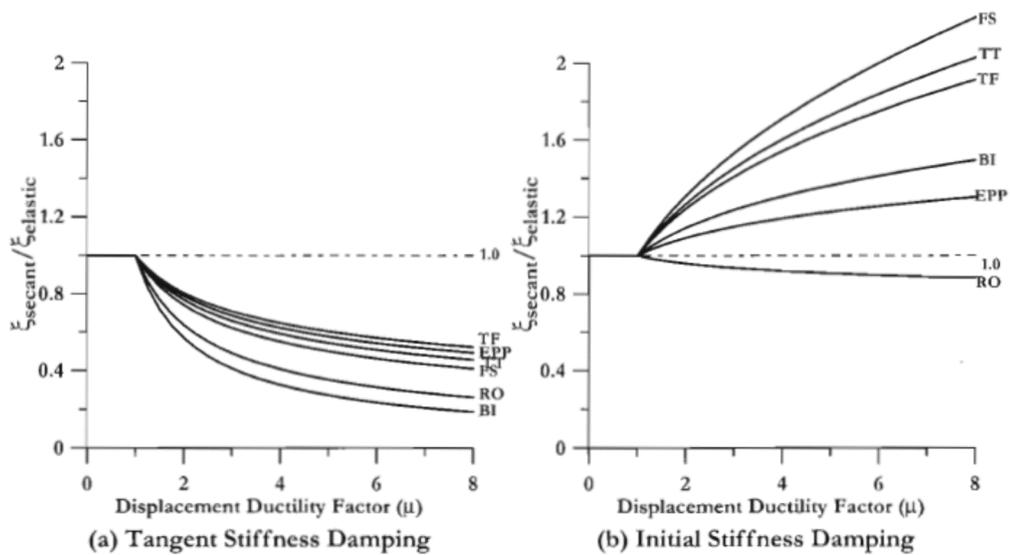
Donde, basándose en el análisis tiempo-historia, k toma la forma:

$$(3.16) \quad k = \mu^\lambda$$

Donde  $\mu$  es el factor de desplazamiento por ductilidad, y  $\lambda$  depende de la regla histeretica, y el amortiguamiento elástico asumido. En la tabla 3.2 se encuentran enlistados los valores de  $\lambda$  y en la figura 3.5 el factor de corrección  $\mu^\lambda$ .

**Tabla 3.2.-** Factor de corrección de rigidez secante  $\lambda$  para amortiguamiento elástico. Priestley et al. (2007).

<b>Modelo</b>	<b>Rigidez inicial</b>	<b>Rigidez Tangente</b>
Elasto-plástico perfecto (EPP)	0.127	-0.341
Bilineal, r=0.2 (Bi)	0.193	-0.808
Takeda Thin (TT)	0.340	-0.378
Takeda Fat (TF)	0.312	-0.313
Flag Shape, $\beta=0.35$ (FS)	0.387	-0.430
Ramberg-Osgood (RO)	-0.060	-0.617



**Figura 3.5.** Rigidez secante equivalente al amortiguamiento viscoso elástico relacionado con la rigidez elástica inicial y el modelo elástico de amortiguamiento ( $\mu^2$ ). Priestley et al. (2007).

Para simplificar el proceso se recomienda utilizar la siguiente ecuación para el cálculo del amortiguamiento equivalente

$$(3.17) \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \text{ (edificio aporricado de hormigón)}$$

Esta ecuación solo podrá utilizarse si se asume que el amortiguamiento elástico es igual al 5 % del amortiguamiento crítico, en el caso de requerirse diferentes valores de amortiguamiento elástico, será necesario utilizar el procedimiento que se acabó de explicar.

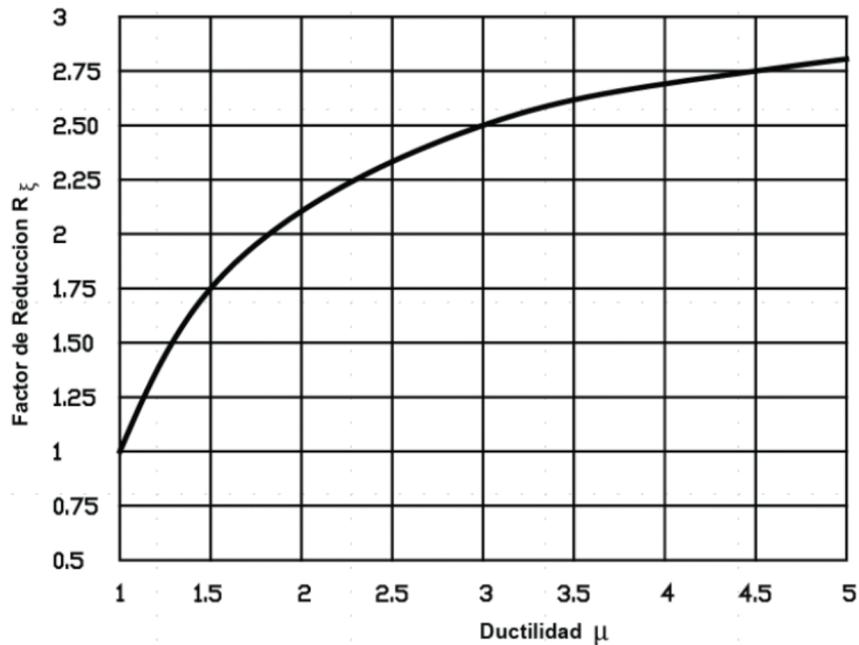
### 3.2.4. Factores de reducción de la demanda sísmica:

Existen diversos factores de reducción de la demanda sísmica, los principales son:

- El factor recomendado por el Eurocode EC8 es el siguiente:

$$(3.18) \quad R_{\xi} = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5}$$

- El NEC-11 recomienda la siguiente gráfica:



**Figura 3.6.** Factor de Reducción de la Demanda Sísmica  $R_\xi$  (NEC-11)

- En Priestley et al.(2007) se explica que también se puede aplicar el factor que se obtiene con la ecuación (3.19) al espectro elástico y obtener el espectro inelástico:

$$(3.19) \quad R_\mu = \left( \frac{1+r(\mu-1)}{\mu} \right)^{0.5}$$

Se pueden utilizar cualquiera de los valores sugeridos, el más común es el sugerido en el Eurocode EC8 debido a su facilidad de obtención.

### 3.2.5. Ecuación de cortante basal de diseño.

Para un desplazamiento de diseño de  $\Delta_d$  y un amortiguamiento de diseño de  $\xi$ , el periodo efectivo es:

$$(3.20) \quad T_e = T_c \cdot \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,5}} \cdot \left( \frac{0.02+\xi}{0.07} \right)^\alpha$$

Donde  $\alpha = 0.5$  para condiciones regulares. A partir de la ecuación (3.21) se obtiene la rigidez efectiva para la respuesta pico con la ecuación (3.22):

$$(3.21) \quad K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

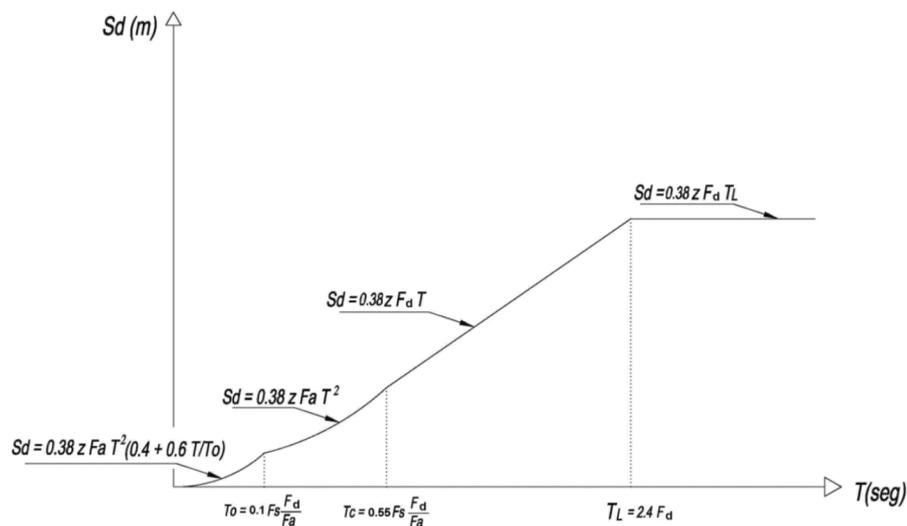
$$(3.22) \quad K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_c^2} \cdot \frac{\Delta^2_{c,5}}{\Delta_d^2} \cdot \left( \frac{0.07}{0.02+\xi} \right)^{2\alpha}$$

Finalmente:

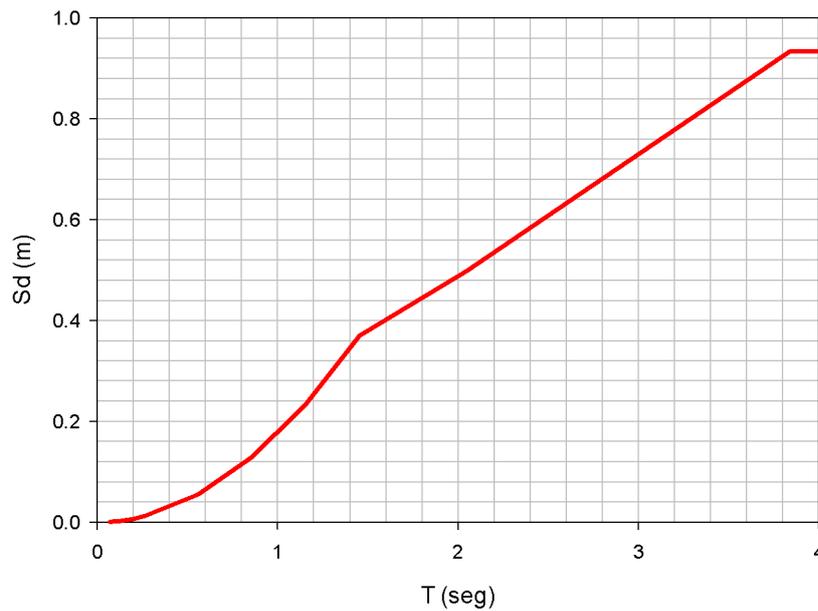
$$(3.23) \quad V_{Basal} = K_e \Delta_d = \frac{4\pi^2 m_e}{T_c^2} \cdot \frac{\Delta^2_{c,5}}{\Delta_d} \cdot \left( \frac{0.07}{0.02+\xi} \right)^{2\alpha}$$

### 3.3. Construcción de un espectro elástico de desplazamientos.

Existen diversas metodologías para la construcción de espectros elásticos de desplazamientos, en este trabajo solo se explicara el proceso descrito en el NEC11 y se asumirán características propias de la ciudad de Guayaquil, con la finalidad de utilizar el mismo espectro en cálculos posteriores. Los factores que se utilizaran son los mismos de la tabla 2.6 y el procedimiento a seguir es el de la figura 3.7.



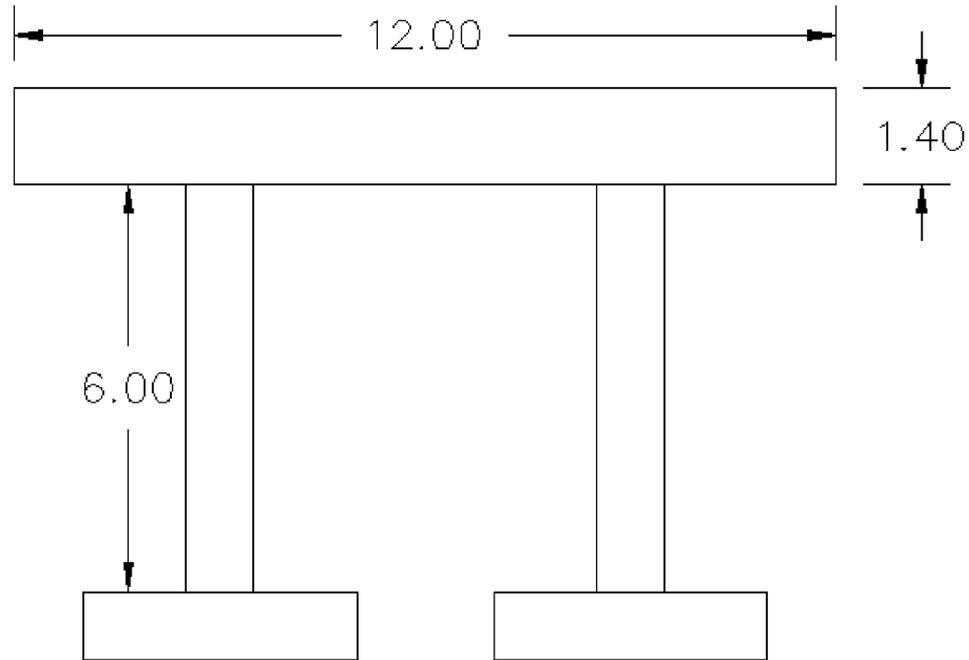
**Figura 3.7.** Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño. (NEC-11)



**Figura 3.8.** Espectro elástico de desplazamientos zona sísmica V – Suelo tipo E

### 3.4. Ejemplos.

Diseñar las columnas de la pila central de un puente de 2 luces de 30 m cada una, es decir una longitud total de 60 m y un ancho de 12 m. El peso de la súper estructura es de 15.67 ton/m, las dimensiones de la viga cabezal son 1.70x1.40 m, la luz libre de las columnas es de 6 m. Se utilizará un hormigón con una resistencia a la compresión simple de 350 kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Realizar el diseño para el estado límite de control de daño, el esquema de la pila es el siguiente:



**Figura 3.9.** Esquema de la pila a diseñarse

### 3.4.1. Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos. (DDBD)

A partir del pre dimensionamiento se eligieron columnas circulares de 1.50 m de diámetro, se utilizara el espectro elástico de desplazamientos de la figura 3.8.

- Proceso de diseño:

1) Calculo del peso y masa total de la pila:

$$W_{super-estructura} = 15.67 * 30 = 470 \text{ ton}$$

$$W_{viga\ cabezal} = 1.70 * 1.40 * 12 * 2.4 = 68.54 \text{ ton}$$

$$W_{columnas} = 2 * 6 * 2.4 * \frac{1.50^2 * \pi}{4} = 50.89 \text{ ton}$$

$$W_{total} = 470 + 68.54 + 50.89 = 589.43 \text{ ton}$$

$$m_e = \frac{470 + 68.54 + 50.89/3}{9.81} = 56.63 \frac{\text{ton} * \text{seg}}{\text{m}^2}$$

2) Se calcula el desplazamiento de fluencia:

$$(3.3) \quad L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bt} (f_{ye} \text{ en MPa})$$

$$f_{ye} = 1.1 * f_y$$

$$L_{SP} = 0.022 * 1.1 * 420 * 0.028 = 0.284 \text{ m}$$

$$(3.7a) \quad \phi_y = \frac{2.25 \varepsilon_y}{D} \text{ (columna circular de hormigon)}$$

$$\phi_y = \frac{2.25 * 0.0021}{1.50} = 0.00315/m$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (H + 2L_{SP})^2}{6} \text{ (pila integral)}$$

$$\Delta_y = \frac{0.00315 ((6+0.7)+2*0.284)^2}{6} = 0.028 \text{ m}$$

3) Se calcula el desplazamiento de diseño para el estado límite de control de daño:

$$c = \left[ 0.2 + \frac{(0.65 * P)}{1.3 * f'c * A_g} \right] * D$$

$$c = \left[ 0.2 + \frac{(0.65 * 589.43)}{1.3 * 3500 * 1.767} \right] * 1.50 = 0.37 \text{ m}$$

$$\phi_{ls,c} = \frac{\varepsilon_{c,ls}}{c}$$

(compresion del hormigon,  $\varepsilon_{c,ls} = 0.018$  segun Priestley et al. (2007))

$$\phi_{ls,c} = \frac{0.018}{0.37} = 0.0486/m$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\varepsilon_{s,ls}}{(d - c)}$$

(traccion del acero,  $\varepsilon_{s,ls} = 0.06$  Priestley et al. (2007))

$$\phi_{ls,s} = \frac{0.06}{(1.54 - 0.37)} = 0.051/m$$

$$(3.4) \quad L_p = 0.07L + L_{SP} \geq 2L_{SP}$$

$$L_p = 0.07 * 6 + 0.284 = 0.704 \text{ m} \geq 2 * 0.284 = 0.568 \text{ m}$$

$$(3.2) \quad \Delta_{d,ls} = \Delta_y + (\phi_{ls} - \phi_y) * L_p * (H + 2L_{SP}) \text{ (pila integral)}$$

$$\Delta_{d,ls} = 0.028 + (0.0486 - 0.00315) * 0.704 * (6 + 2 * 0.284) = 0.238 \text{ m}$$

$$(3.5) \quad \Delta_{d\theta} = \theta_c H$$

$$\Delta_{d\theta} = 0.025 * (6 + 0.7) = 0.1675 \text{ m}$$

4) Ductilidad de desplazamiento:

$$(3.6) \quad \mu_{\Delta} = \Delta_d / \Delta_y$$

$$\mu_{\Delta} = 0.1675 / 0.028 = 5.98$$

5) Amortiguamiento Viscoso Equivalente:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left( \frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \text{ (puentes)}$$

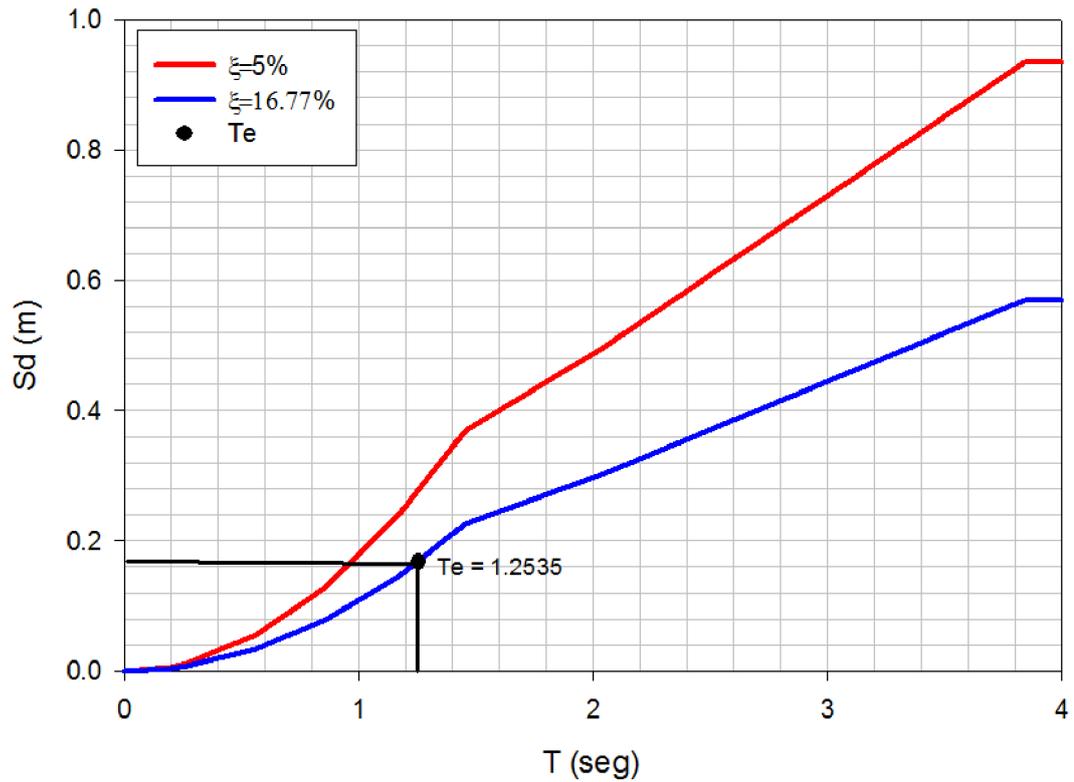
$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left( \frac{5.98 - 1}{5.98\pi} \right) = 0.1677 = 16.77\%$$

6) Factor de Reducción de Demanda Sísmica:

$$(3.18) \quad R_{\xi} = \left( \frac{0.07}{0.02 + 0.1677} \right)^{0.5}$$

$$R_{\xi} = \left( \frac{0.07}{0.02 + 0.1677} \right)^{0.5} = 0.61$$

7) Espectro Elástico de Desplazamientos Reducido.



**Figura 3.10.** Espectro elástico de desplazamientos reducido zona sísmica V – Suelo tipo E

8) Periodo Efectivo:

$$T_e = 1.2535 \text{ seg}$$

9) Rigidez Efectivas:

$$(3.21) \quad K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 56.63}{1.2535^2} = 1422.85 \text{ ton/m}$$

10) Cortante Basal:

$$(3.23) \quad V_{Basal} = K_e \Delta_d$$

$$V_{Basal} = 1422.85 * 0.1675 = 238 \text{ ton}$$

### 11)Diseño:

El diseño de pilas se basa en los principios de capacidad de diseño para asegurar que todos los comportamientos inelásticos se formen en los lugares determinados previamente. El momento de diseño se los calcula en función de la siguiente ecuación donde  $n_c$  es el número de columnas de la pila:

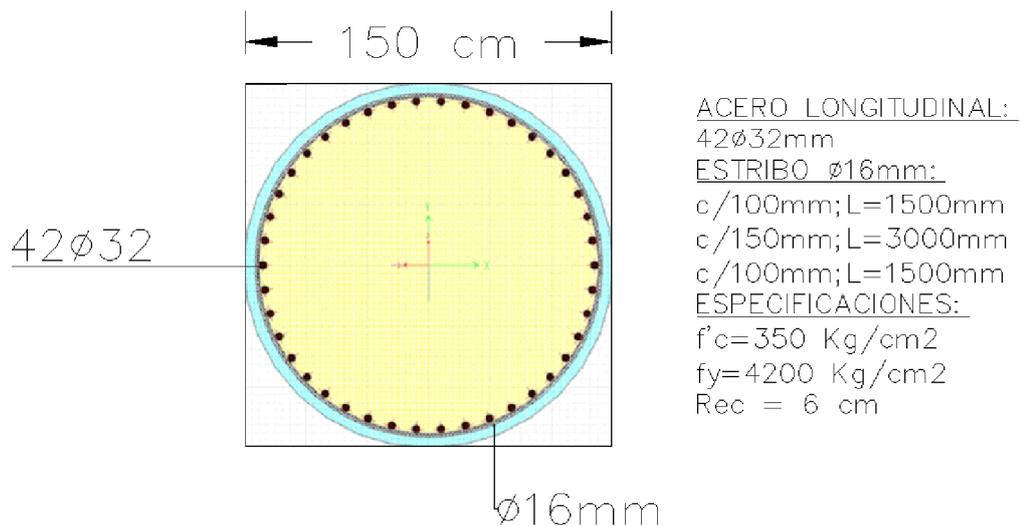
$$M = \frac{V_{Basal} * H}{n_c}$$

$$M = \frac{238 * 6.7}{2} = 797.3 \text{ ton}$$

La carga axial en la base de la base de la columna será:

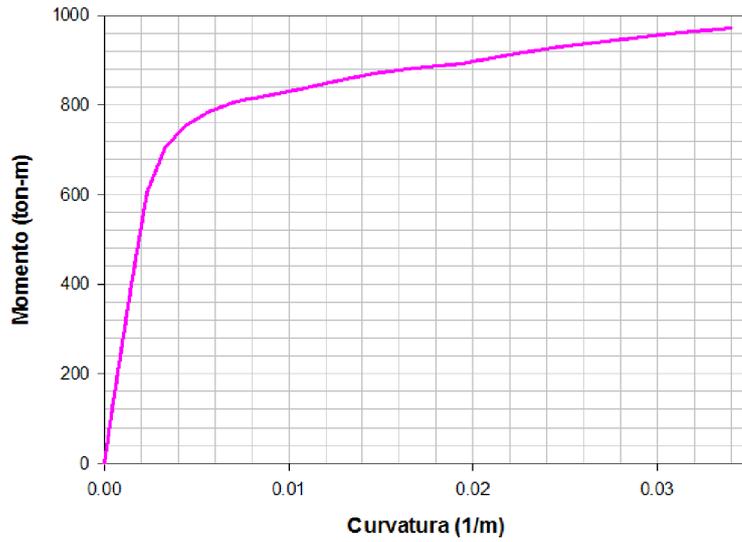
$$Pu = \frac{w_{total}}{2} = \frac{589.43}{2} = 294.72 \text{ ton}$$

El armado que se utilizara es el indicado en la figura 3.11:

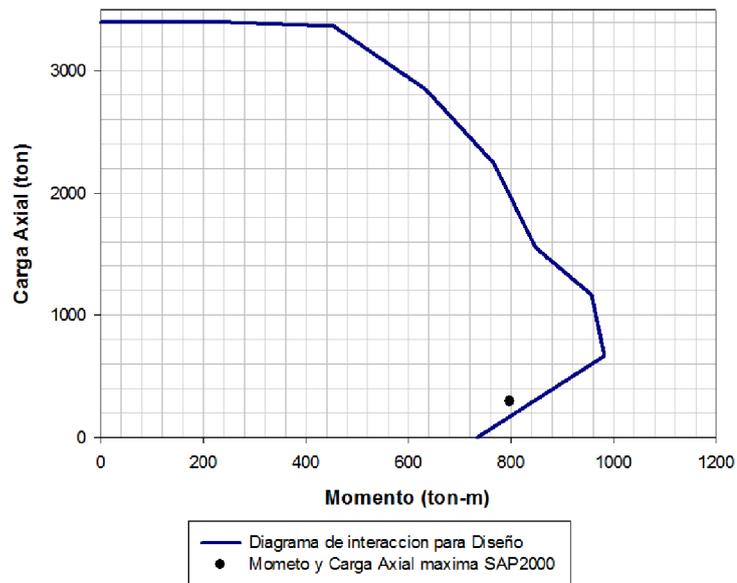


**Figura 3.11.** Distribución del acero de refuerzo en 1 columna

Además se comprobó que la capacidad de la sección sea satisfactoria a partir de su diagrama momento curvatura figura 3.12 y de su diagrama de interacción figura 3.13:

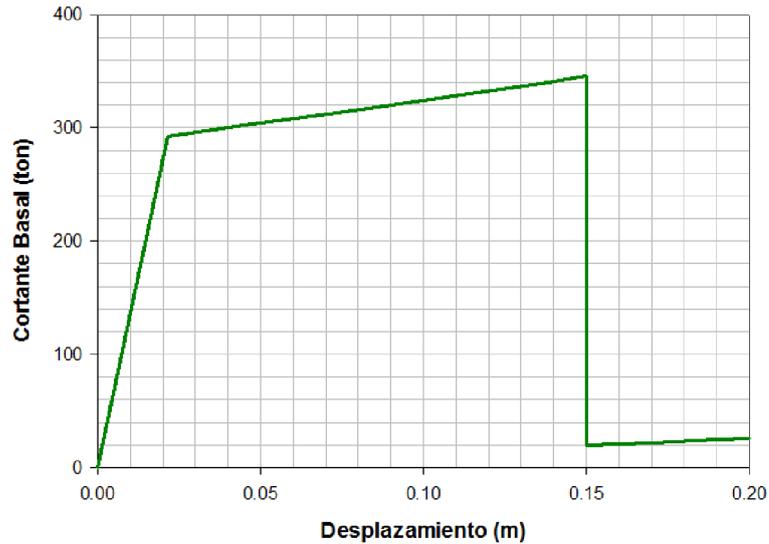


**Figura 3.12.** Diagrama momento-curvatura



**Figura 3.13.** Diagrama de interacción

Se realizó un análisis no lineal para cargas monotónicas tipo PUSH-OVER, con la finalidad de obtener la curva capacidad de la pila y observar su comportamiento.



**Figura 3.14.** Curva capacidad de la pila del puente.

Se puede observar en las figuras 3.12 y 3.13 que la sección de la figura 3.11 es satisfactoria desde el punto de vista de capacidad, y en la figura 3.14 se puede apreciar que las columnas de la pila alcanzan el 90% del desplazamiento máximo permisible para el estado límite de control de daño para el que fue diseñado igual a 0.17 m.

### 3.4.2. Método de Diseño Basado en Fuerzas. (DBF)

A partir del pre dimensionamiento se eligieron columnas circulares de 1.5 m de diámetro, se utilizará el espectro elástico de desplazamientos de la figura 2.4.

- Proceso de diseño:

1) Cálculo del peso y masa total de la pila:

$$W_{super-estructura} = 15.67 * 30 = 470 \text{ ton}$$

$$W_{viga\ cabezal} = 1.70 * 1.40 * 12 * 2.4 = 68.54 \text{ ton}$$

$$W_{columnas} = 2 * 6 * 2.4 * \frac{1.50^2 * \pi}{4} = 50.89 \text{ ton}$$

$$w_{total} = 470 + 68.54 + 50.89 = 589.43 \text{ ton}$$

$$m_e = \frac{470 + 68.54 + 50.89/3}{9.81} = 56.63 \frac{\text{ton} \cdot \text{seg}}{\text{m}^2}$$

2) Se estima el periodo de vibración de la pila:

$$I_{agrietada} = 0.80 * \frac{\pi * 0.75^4}{4} = 0.1988 \text{ m}^4$$

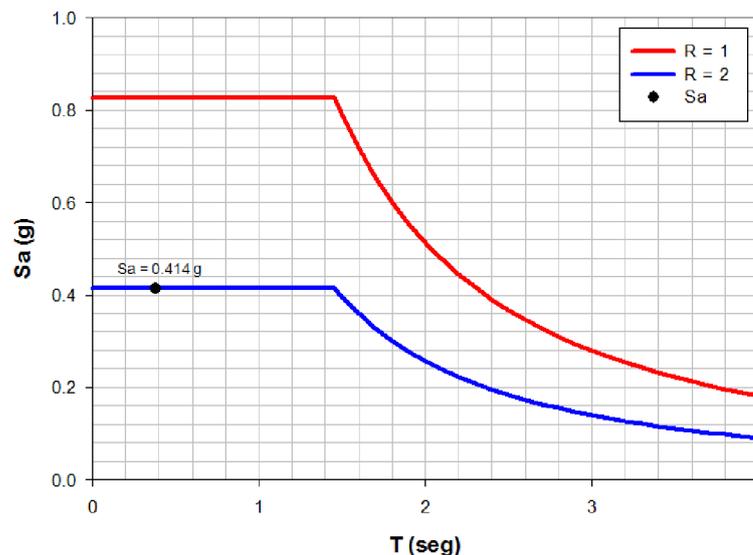
$$K = 2 * \frac{3 * 2824951 * 0.1988}{6^3} = 15600 \text{ ton/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{56.63}{15600}} = 0.38 \text{ seg}$$

3) Se seleccione el valor del coeficiente de reducción de respuesta estructural R:

R = 2 (pilas verticales de hormigón armado de tipo esencial)

4) Se reduce el espectro elástico de aceleraciones y se obtiene el valor de Sa con el periodo calculado:



**Figura 3.15.** Espectro elástico de aceleraciones reducido zona sísmica V – Suelo tipo E

5) Se calcula el cortante basal:

$$(3.25) V = Sa * W$$

$$V = 0.414 * 56.63 * 9.81 = 230 \text{ ton}$$

6) Diseño:

El diseño de pilas se basa en los principios de capacidad de diseño para asegurar que todos los comportamientos inelásticos se formen en los lugares determinados previamente. El momento de diseño se los calcula en función de la siguiente ecuación donde  $n_c$  es el número de columnas de la pila:

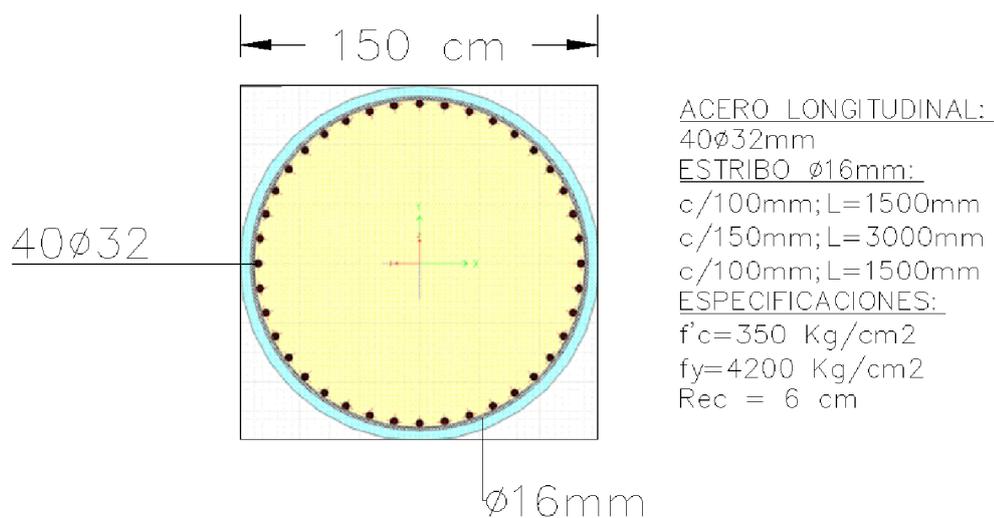
$$M = \frac{V_{Basal} * H}{n_c}$$

$$M = \frac{230 * 6.7}{2} = 770.5 \text{ ton}$$

La carga axial en la base de la base de la columna será:

$$Pu = \frac{w_{total}}{2} = \frac{589.43}{2} = 294.72 \text{ ton}$$

El armado que se utilizara es el indicado en la figura 3.16:



**Figura 3.16.** Distribución del acero de refuerzo en 1 columna

Además se comprobó que la capacidad de la sección sea satisfactoria a partir de su diagrama momento curvatura figura 3.17 y de su diagrama de interacción figura 3.18:

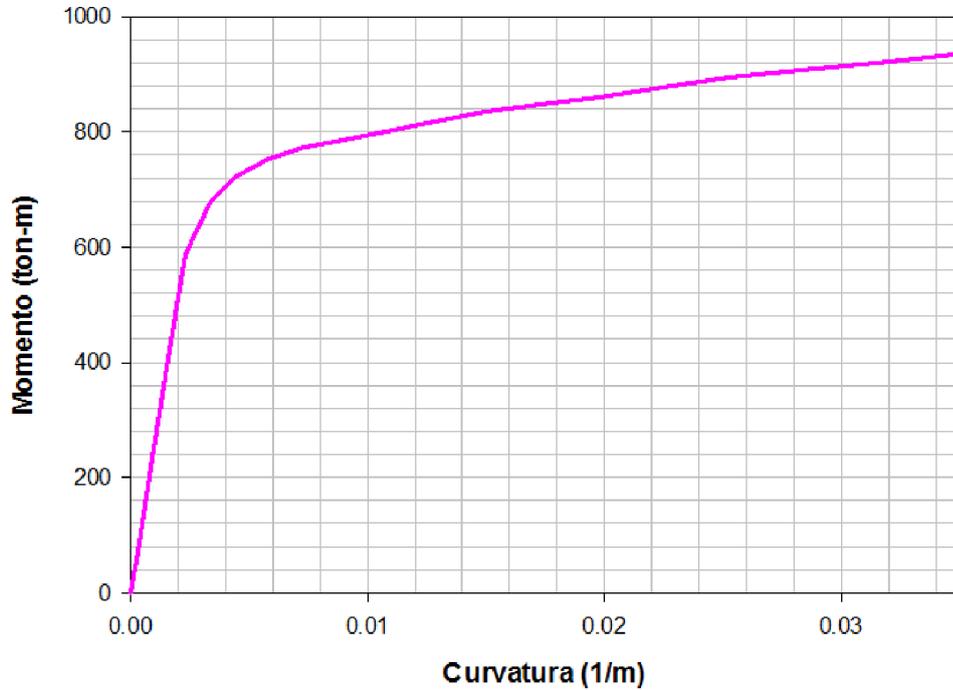


Figura 3.17. Diagrama momento-curvatura

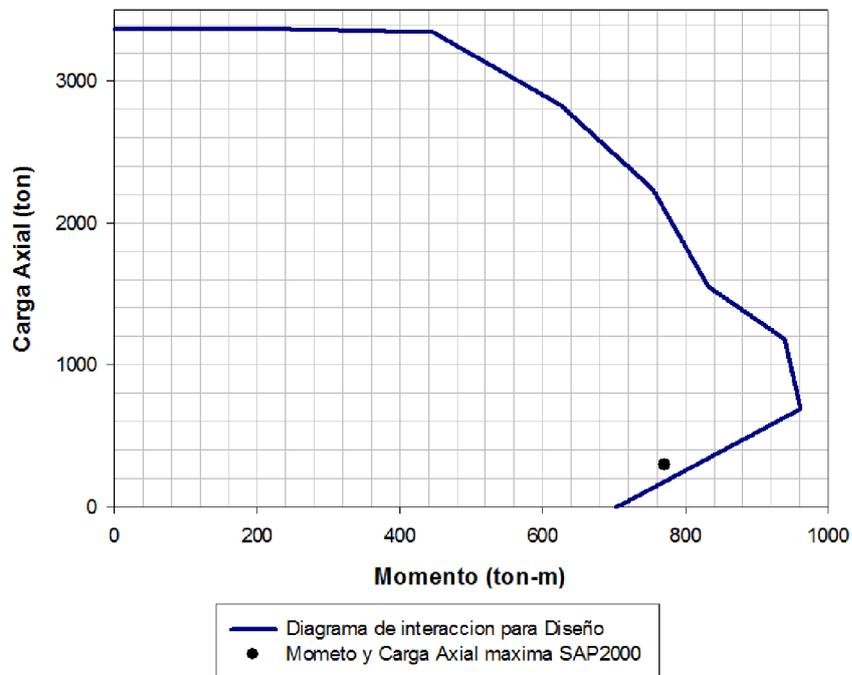


Figura 3.18. Diagrama de interacción

El desplazamiento elástico de la pilas es de 1.7 cm y como se utilizó un factor de reducción de demanda sísmica de  $R = 2$  se puede decir que el desplazamiento total es 3.4 cm, este desplazamiento no refleja el real comportamiento de la pila.

### **3.5. Desventajas del Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).**

A pesar que el método de diseño directo basado en desplazamientos es capaz de satisfacer muchas inconsistencias del método de diseño basado en fuerzas, hay que tener en cuenta ciertos factores fundamentales para su utilización:

- El método DDBD es muy sencillo de aplicar para estructuras regulares, sin embargo cuando se tienen estructuras irregulares no se cuenta con la formulación necesaria.
- Debido a que en la mayoría de los códigos de peligro sísmico sólo existen metodologías para la elaboración de espectros para un 5% de amortiguamiento, se deben usar factores de reducción de demanda. El problema es que existen diversas metodologías para encontrar estos factores, y dependerán de la fuente a la que el diseñador consulte.
- El método DDBD se ha desarrollado desde hace alrededor de 10 años, por lo que se lo puede definir como un método joven y será necesario que se vaya perfeccionando con el tiempo.
- En comparación con el método DBF que está muy documentado, comprobado y se ha utilizado en miles de edificios, el método DDBD recién se lo está implementando como método alternativo en las normas de diseño sísmico de distintos países, por lo que solo el tiempo nos dirá la importancia que tomara en el futuro.

# **CAPÍTULO 4**

## **ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD**

## **4. ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD.**

Para estructuras de múltiples grados de libertad es necesario determinar los parámetros de una estructura equivalente de un grado de libertad. Las características necesarias son la masa equivalente, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo.

Una vez que se determinan los parámetros equivalentes, se puede determinar el cortante basal de diseño equivalente. El cortante basal deberá distribuirse entre los elementos de la estructura real como fuerza de inercia, y se procede a analizar la estructura para determinar los momentos en las zonas de posibles rotulas plásticas.

Es importante recalcar que el método DDBD está debidamente documentado para un modo de vibración, por lo que la contribución de los modos de vibración distintos al modo fundamental como es muy común en estructuras irregulares, será despreciada y esto puede conducir a la subestimación de las derivas y fuerzas internas.

### **4.1. Propiedades equivalentes de un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema de un grado de libertad.**

#### **4.1.1. Desplazamiento de diseño.**

El desplazamiento de diseño característico depende de 3 cosas:

- Estado límite de diseño.
- Deriva de piso crítica de la estructura real.
- La forma de desplazamientos asumida para la estructura real, esta forma corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño bajo una fuerza sísmica.

El desplazamiento de diseño puede ser calculado con la siguiente ecuación recomendada en Priestley et al. (2007):

$$(4.1) \quad \Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Donde  $m_i$  y  $\Delta_i$  son las masas y desplazamientos de las  $n$  masas significativas del edificio. Para edificios de varios pisos, esto será normalmente para los  $n$  pisos del edificio. El desplazamiento de diseño para edificios aporticados es necesario que sea menor al desplazamiento límite establecido por las derivas de entrepiso especificadas en los códigos de diseño estructural.

El desplazamiento de la masa de cada piso estará dado por la siguiente ecuación recomendada en Priestley et al. (2007):

$$(4.2) \quad \Delta_i = \delta_i * \left( \frac{\Delta_c}{\delta_c} \right)$$

Donde  $\delta_i$  es la forma modal inelástica, y  $\Delta_c$  es el desplazamiento de diseño en el piso que tiene la masa crítica y  $\delta_c$  es el valor de la forma modal en el piso que tiene la masa crítica.

#### 4.1.2. Forma de desplazamiento.

Para un edificio aporticado regular se recomiendan las siguientes ecuaciones en Priestley et al. (2007) para propósitos de diseño:

$$(4.3a) \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (\text{para } n \leq 4)$$

$$(4.3b) \quad \delta_i = \frac{4}{3} * \frac{H_i}{H_n} * \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (\text{para } n > 4)$$

En la ecuación 4.3,  $\delta_i$  es el factor de forma de desplazamiento,  $H_i$  y  $H_n$  son la altura desde el suelo del primer piso y la altura total del edificio respectivamente.

#### 4.1.3. Masa efectiva.

Se puede estimar la masa efectiva del sistema equivalente de un grado de libertad mediante la siguiente ecuación recomendada en Priestley et al. (2007):

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

#### 4.1.4. Altura efectiva.

La altura efectiva de un sistema equivalente de un grado de libertad viene dado por la siguiente ecuación recomendada en Priestley et al. (2007):

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

#### 4.1.5. Ductilidad de desplazamiento.

El factor ductilidad de un sistema equivalente de un grado de libertad se relaciona con  $\Delta_y$  por medio de la ecuación 4.6 recomendada en Priestley et al. (2007):

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

Donde  $\theta_y$  (deriva de fluencia) para estructuras aporricadas de hormigón armado puede estimarse con la ecuación 4.7 recomendada en Priestley et al. (2007):

$$(4.7) \quad \theta_y = 0.5 * \varepsilon_y * \frac{L_b}{h_b} \quad (\text{portico de hormigón armado})$$

Donde  $L_b$  es la longitud de la viga de centro a centro de columna,  $h_b$  la altura de la viga de hormigón armado  $\varepsilon_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero

de refuerzo longitudinal. Generalmente es suficientemente exacto asumir un perfil de desplazamiento de fluencia lineal para estimar la demanda de ductilidad, el desplazamiento de fluencia viene dado por la siguiente ecuación recomendada en Priestley et al. (2007):

$$(4.8) \quad \Delta_y = \theta_y * H_e$$

#### 4.1.6. Amortiguamiento viscoso equivalente.

El amortiguamiento viscoso equivalente depende de:

- El sistema estructural.
- Demanda de ductilidad de desplazamiento.

Y para edificios aporricados de hormigón armado puede ser estimado por la siguiente ecuación recomendada en Priestley et al. (2007):

$$(4.9) \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \text{ (edificio aporricado de hormigón)}$$

#### 4.1.7. Determinación del cortante basal de diseño.

Sera necesario determinar y aplicar al espectro elástico de desplazamientos un factor de reducción de demanda, encontrar el periodo efectivo, la rigidez efectiva y el cortante basal de diseño de la estructura equivalente de un grado de libertad, por lo que deberá aplicarse los procedimientos descritos en las secciones 3.2.4 y 3.2.5.

#### 4.1.8. Distribución del cortante basal de diseño en la estructura real.

El cortante basal puede ser distribuido en la estructura como fuerzas de diseño para varias masas discretizadas de la estructura, con la finalidad de que el momento de diseño sea estabilizado en las zonas de potenciales rotulas plásticas. El cortante basal se distribuirá en altura en proporción a la masa y desplazamiento de diseño de cada piso, se deberá utilizar la ecuación 4.10 recomendada en Priestley et al. (2007):

$$(4.10) \quad F_i = \frac{V_{Base} * (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

La ecuación 4.10 está en función de la masa y el desplazamiento de cada piso, se puede notar que en esta parte existe una similitud con el Método de Diseño Basado en Fuerzas para edificios de varios pisos. La diferencia radica en que se utiliza un perfil de desplazamiento de diseño inelástico, en lugar de un perfil de desplazamiento lineal (proporcional a la altura), y la distribución mediante la ecuación 4.10 es general para todo tipo de estructuras, no solo edificios.

## 4.2. Control de mayores modos de amplificación de la deriva.

Según Priestley et al. (2007). el perfil de desplazamientos definido por la ecuación 4.3 implica que la deriva de piso de diseño será igual o menor al máximo valor de la deriva en la planta baja de un edificio para todos los pisos superiores. Esto se puede expresar en función de  $H_i/H_n$  y normalizando para un valor de 1 en la base del pórtico, la distribución vertical de la deriva de diseño puede expresarse por la siguiente ecuación:

$$(4.11) \quad \frac{\theta_i}{\theta_o} = 1 - 0.5 \frac{H_i}{H_n}$$

Por lo que se espera que la deriva de diseño en la parte alta del pórtico sea el 50% de la deriva en la base. Es importante mencionar que esto se cumple principalmente con las derivas asociadas al primer modo de respuesta inelástica. Las derivas en los pisos más altos de un edificio será influenciada por modos de respuesta inelástica distintos al primero, y puede exceder los valores obtenidos con la ecuación 4.11.

Análisis según Pettinga et al. (2005) han indicado que las derivas debido a modos de respuesta inelástica mayores son controladas por 2 parámetros:

- El perfil de desplazamientos de diseño (y por lo tanto la deriva relacionada con el primer modo de respuesta inelástica).

- La distribución vertical del cortante basal de diseño obtenido de la aplicación del método DDBD.

Se ha comprobado que la importancia de las derivas debido a modos de respuesta inelástica distintos al primero se ve representada fundamentalmente en edificios altos (mayores a 10 pisos). Por lo tanto es recomendable la incorporación de un factor de reducción de la deriva ( $\omega_\theta$ ) para edificios altos.

Por lo tanto es recomendable que los edificios altos sean diseñados para un desplazamiento pico igual a:

$$(4.12a.) \quad \Delta_{i,\omega} = \omega_\theta * \Delta_i$$

Dónde:

$$(4.12b.) \quad \omega_\theta = 1.15 - 0.0034 * H_n \leq 1 \quad (H_n \text{ en } m)$$

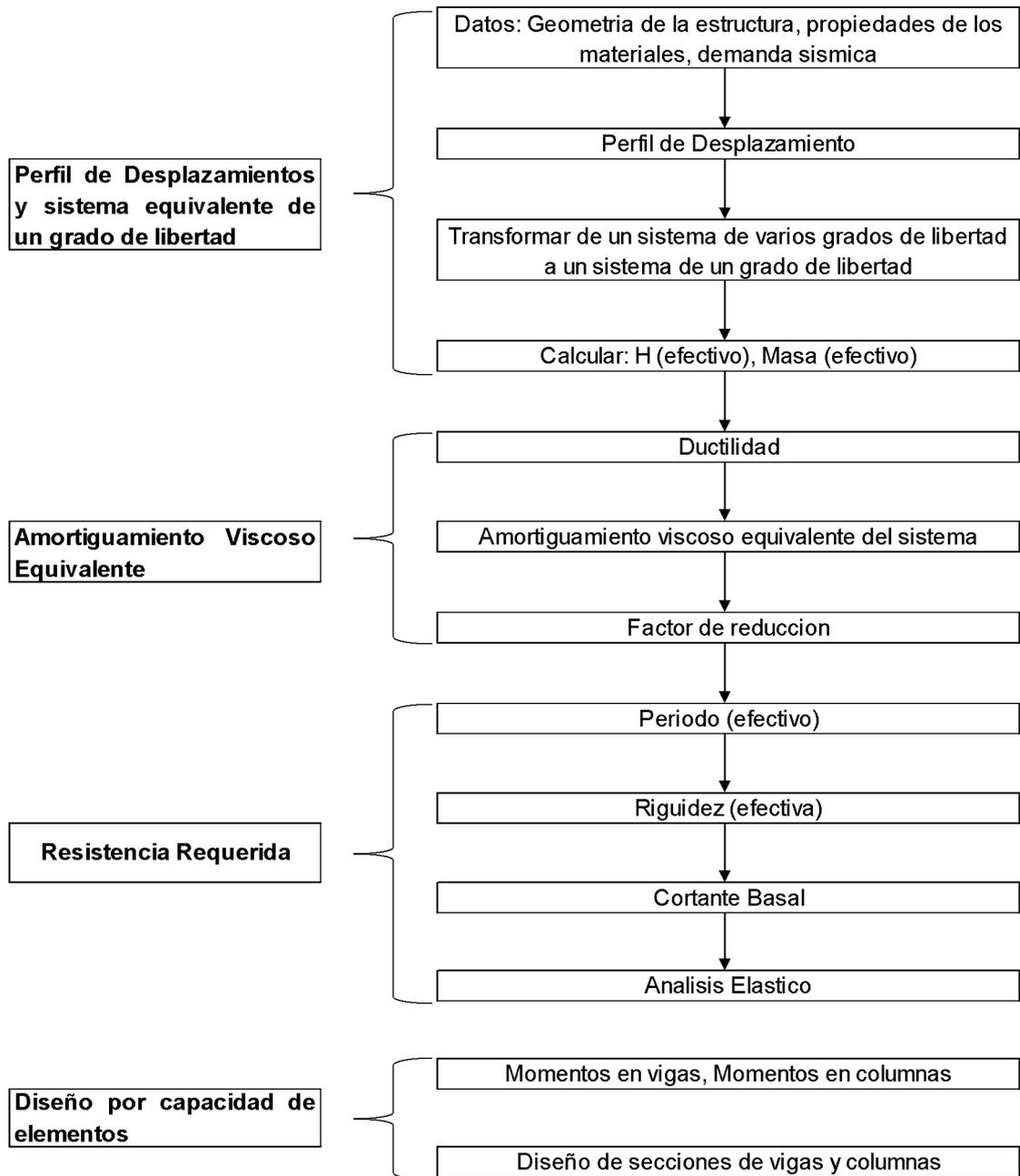
En la ecuación 4.12, el desplazamiento de piso  $\Delta_i$  es el que se obtiene con las ecuaciones 4.2 y 4.3.

Además es recomendable utilizar una distribución vertical del cortante basal que considere que el 10% del cortante basal está ubicado en la parte más alta del pórtico, y el 90% restante distribuirlo como indica la ecuación 4.13, la ecuación 4.13 resume el procedimiento:

$$(4.13) \quad F_i = F_t + \frac{0.9 * V_{Base} * (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Donde  $F_t = 0.1 * V_{Base}$  en el nivel más alto del pórtico y  $F_t = 0$  en todos los otros niveles.

### 4.3. Esquema general de diseño de un sistema de múltiples grados de libertad por el Método DDBD.



**Figura 4.1.** Esquema general de diseño de un sistema de múltiples grados de libertad por el Método DDBD.

## **CAPÍTULO 5**

# **APLICACIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DDBD Y DBD APLICADO AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD DE HORMIGÓN ARMADO**

# **5.APLICACIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DDBD Y DBD APLICADO AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD DE HORMIGÓN ARMADO.**

En este capítulo se desarrollara el diseño de un pórtico de un edificio de oficinas por el método DDBD y DBF, y se compararan en diversos ámbitos con la finalidad de obtener conclusiones.

## **5.1. Introducción**

El análisis estructural se realizara en el programa de elementos finitos SAP2000 15.1.0, con la finalidad de determinar esfuerzos y desplazamientos.

## **5.2. Normas y Códigos utilizados**

Se siguió la metodología sugerida en la norma:

- Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11 Norma Ecuatoriana de la Construcción, Quito, 2011.

Norma supletoria:

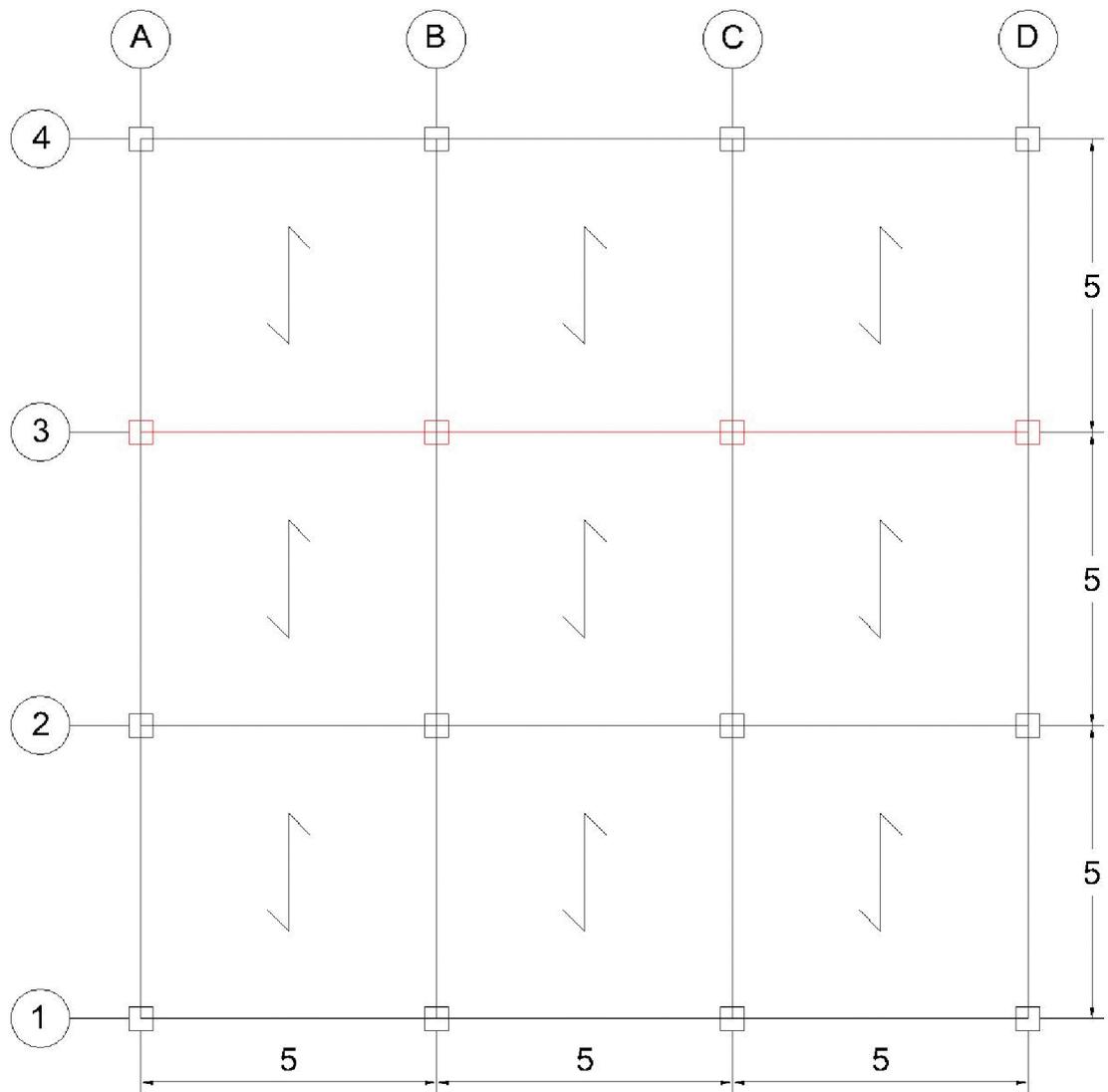
- American Concrete Institute, "ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", Farmington Hills, 2008.

## **5.3. General**

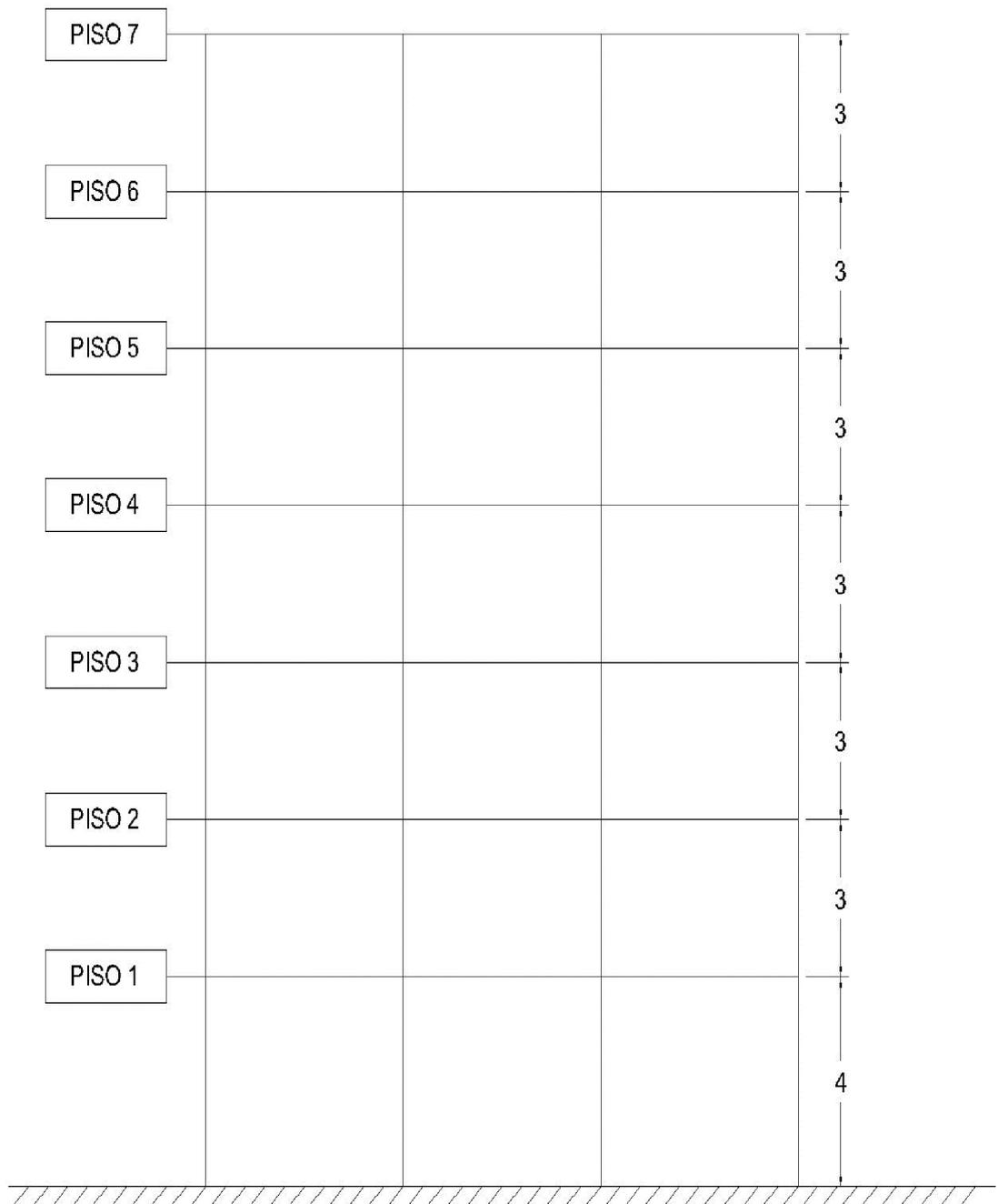
### **5.3.1. Características de la edificación.**

La estructura que se analizara es un edificio de oficinas, de siete pisos, con una distribución simétrica en planta. El edificio estará ubicado en la ciudad de Guayaquil, Ecuador, en suelo tipo E (según NEC 11).

La distribución estructural en planta y elevación se pueden apreciar en la figura 5.1 y 5.2. El pórtico a diseñarse será el del eje 3.



**Figura 5.1.** Distribución estructural en planta.



**Figura 5.2.** Distribución estructural en elevación.

- **Materiales.**

- Hormigón:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

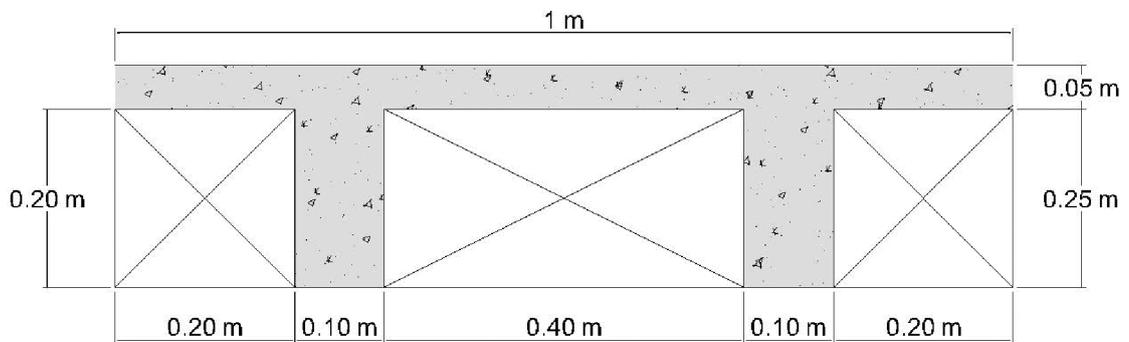
### 5.3.2. Estados de Carga

#### 5.3.2.1. Carga Muerta (DL)

- Peso propio de los elementos estructurales principales (vigas y columnas).

- Carga muerta adicional de 476 Kg/m<sup>2</sup>:

Para el cálculo de la carga muerta adicional se asume que las vigas del pórtico reciben una losa nervada en una dirección y que el ancho de influencia de cada viga es de 5 metros. La carga muerta adicional se describe en la tabla 5.1.



**Figura 5.3.** Detalle losa nervada.

**Tabla 5.1.** Carga muerta adicional.

SC MUERTA (kg/m <sup>2</sup> )	
P.P. LOSA	216
PAREDES	180
PISOS	60
TUMBADO	10
INSTALACIONES	10
<b>TOTAL</b>	<b>476</b>

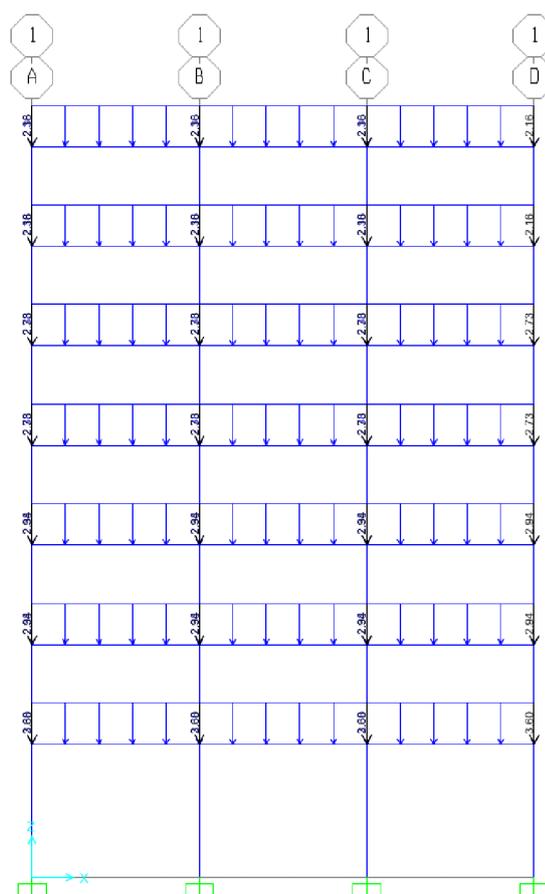
La carga muerta adicional que se coloca en las vigas será distribuida por metro lineal en el modelo de SAP2000:

$$DL = 5m \times 476 \frac{Kg}{m^2} = 2380 \frac{Kg}{m} = 2.38 \text{ Ton/m}$$

Adicionalmente se colocarán cargas puntuales en los nudos de cada piso que representaran el peso propio de las vigas en el otro sentido, se detallan en la tabla 5.2.

**Tabla 5.2.** Carga por nudo que representa el peso propio de las vigas en el sentido y.

# PISO	W (ton)
	VIGAS
7	2.16
6	2.16
5	2.73
4	2.73
3	2.94
2	2.94
1	3.60

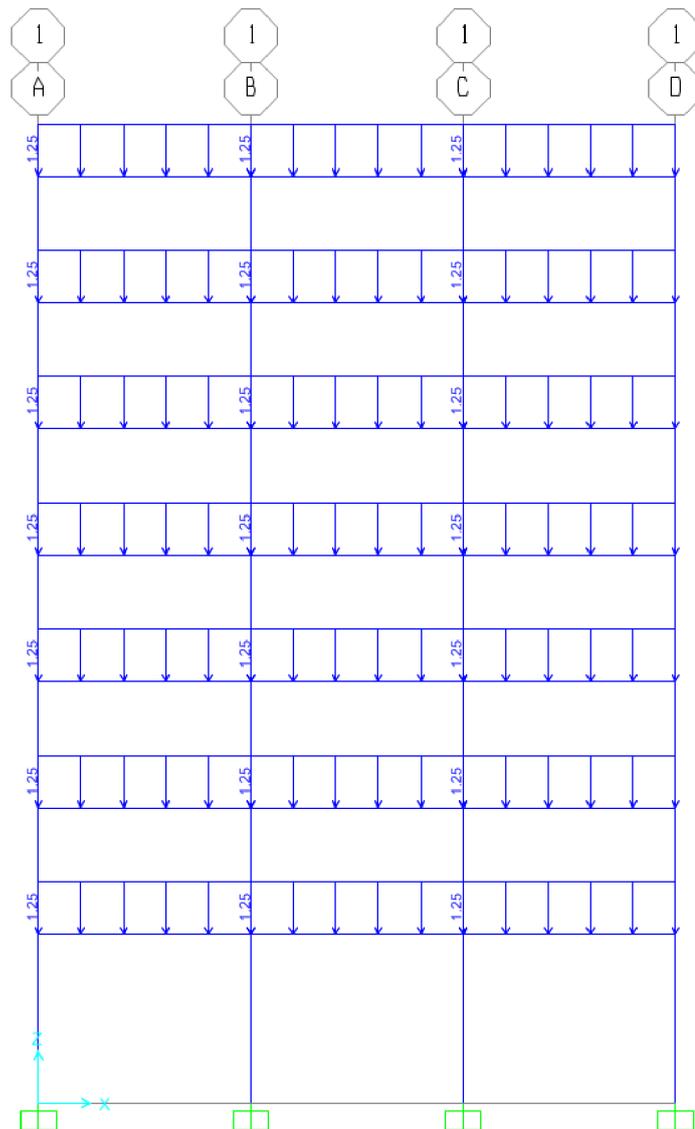


**Figura 5.4.** Aplicación de cargas muerta en el modelo de SAP2000.

### 5.3.2.2. Carga Viva (LL)

El pórtico es considerado para uso de oficinas. De acuerdo al NEC-11, la sobrecarga mínima debida a dicha ocupación es igual a  $240 \text{ Kg/m}^2$  pero por practicidad se redondeara a  $250 \text{ Kg/m}^2$ . La carga viva que se coloca en las vigas es distribuida por metro lineal en el modelo de SAP2000:

$$LL = 5 \text{ m} \times 250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 1250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 1.25 \text{ Ton/m}$$



**Figura 5.5.** Aplicación de cargas muertas en el modelo de SAP2000.

### 5.3.2.3. Carga Sísmica (Ex)

La carga sísmica se definirá siguiendo las metodologías recomendadas tanto para el método DDBD como para el método DBF. Se utilizarán los espectros de desplazamientos y aceleraciones de las figuras 3.7 y 2.4 respectivamente.

### 5.3.3. Combinaciones de carga

Se utilizaron las combinaciones de carga especificadas en NEC-11, que se encuentran detalladas en la tabla 5.3.

**Tabla 5.3.** Combinaciones de carga.

COMB1	1.4D
COMB2	1.2D + 1.6L
COMB3	1.2D + 0.5L + E
COMB4	1.2D + 0.5L - E
COMB5	0.9D + E
COMB6	0.9D - E

## 5.4. Aplicación Método DDBD.

### 5.4.1. Definir secciones.

Se realizó un proceso iterativo en el cual se definieron secciones en un prediseño, se revisaron y se ajustaron, por lo que se puede decir que las secciones de diseño son:

**Tabla 5.4.** Dimensiones de los elementos estructurales (DDBD).

# PISO	DIMENSIONES VIGAS		DIMENSIONES COLUMNAS	
	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
7	0.30	0.60	0.75	0.75
6	0.30	0.60	0.75	0.75
5	0.35	0.65	0.80	0.80
4	0.35	0.65	0.80	0.80
3	0.35	0.70	0.85	0.85
2	0.35	0.70	0.85	0.85
1	0.40	0.75	0.90	0.90

**5.4.2. Transformación en un sistema equivalente de un grado de libertad y cálculo del cortante basal.**

**Tabla 5.5.** Cálculo del cortante basal de diseño (DDBD).

# PISO	Hi (m)	W (ton)	mi (ton*seg2/m)	$\delta_i$	$\Delta_i$ (m)	mi $\Delta_i$	mi $\Delta_i^2$	mi $\Delta_i H_i$
7	22	71.71	7.31	1.00	0.35	2.53	0.87	55.59
6	19	71.71	7.31	0.90	0.31	2.28	0.71	43.35
5	16	77.93	7.94	0.79	0.27	2.18	0.60	34.86
4	13	77.93	7.94	0.67	0.23	1.84	0.43	23.97
3	10	81.78	8.34	0.54	0.19	1.55	0.29	15.48
2	7	81.78	8.34	0.39	0.14	1.13	0.15	7.88
1	4	96.69	9.86	0.23	0.08	0.79	0.06	3.15
		559.52	57.04		1.57	12.29	3.11	184.29

\* $\Delta_i$  (primer piso) =  $H_i * 0.02$  (desplazamiento por deriva impuesto)

$\Delta_d$ (m)	$H_e$ (m)	$\theta_y$	$m_e$ (ton*seg2/m)	$\Delta_y$ (m)
$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$	$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$	$\theta_y = \frac{0.5 \varepsilon_y L_b}{h_b}$	$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d}$	$\Delta_y = \theta_y * H_e$
0.253	14.99	0.0073	48.53	0.11

$\mu_\Delta$	$\xi_{seg}$	$T_e$ (seg)	$K_e$ (ton/m)
$\mu_\Delta = \Delta_d / \Delta_y$	$\xi_{seg} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$	$T_e = T_c \cdot \frac{\Delta_d}{\Delta_c 5} \cdot \left( \frac{0.02 + \xi}{0.07} \right)^\alpha$	$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$
2.30	0.152	1.63	677.74

$V_{Basal}$ (ton)
$V_{Basal} = K_e \Delta_d$
182.29

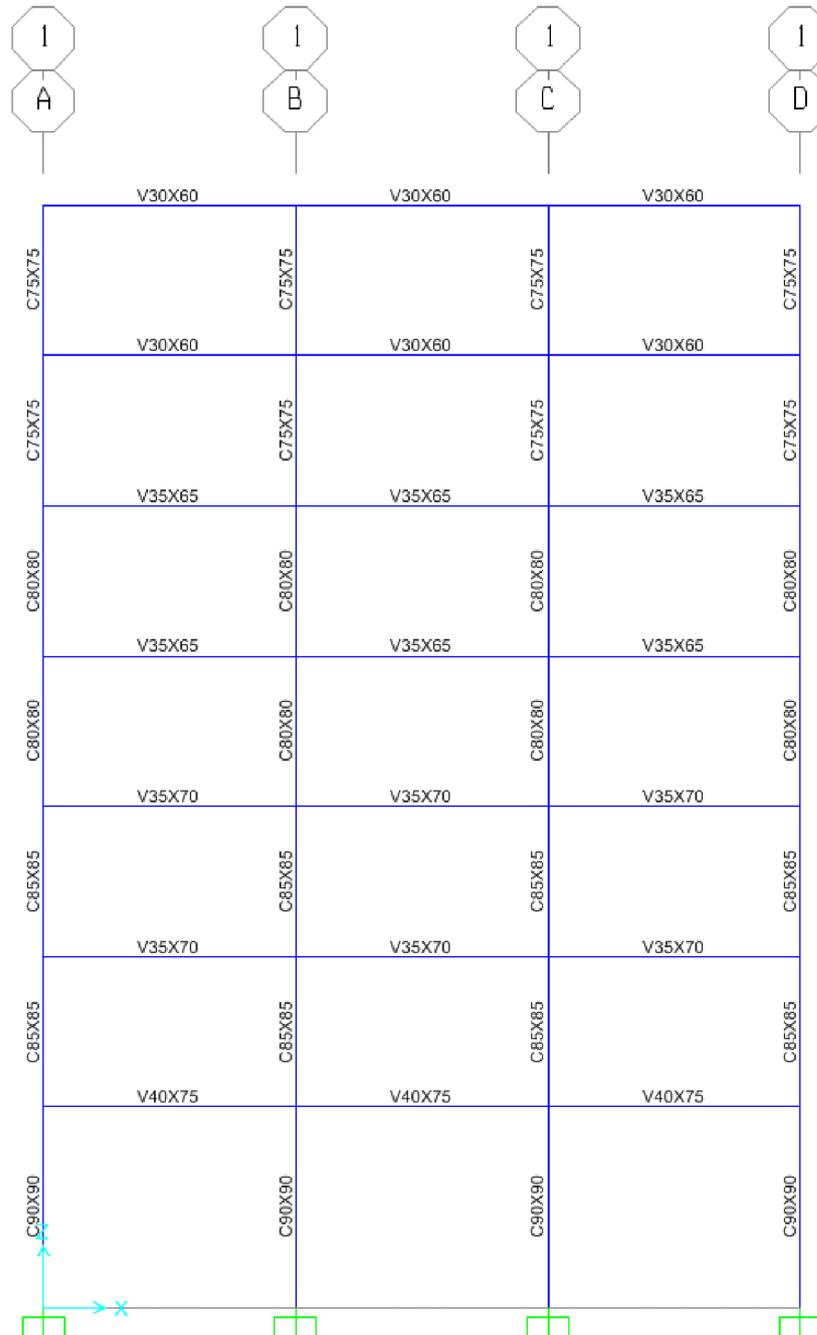
**Tabla 5.6.** Distribución del cortante basal de diseño en cada piso (DDBD).

# PISO	Fi (ton)
7	37.47
6	33.83
5	32.31
4	27.34
3	22.96
2	16.69
1	11.69
<b>TOTAL</b>	<b>182.29</b>

$$F_i = \frac{V_{Base} * (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

### 5.4.3. Análisis y diseño en SAP2000.

Se realizó el modelo estructural con todas las consideraciones mencionadas en sección 5.3. Se modelaron vigas y columnas como elementos tipo frame, y se empotraron las columnas en la base. En la figura 5.6 se puede observar el pórtico con las secciones definidas.



**Figura 5.6.** Modelo estructural en SAP2000 con las secciones definidas (DDBD).

Se realizó el análisis estructural y se obtuvieron los siguientes momentos y carga axial máximos para el diseño de las columnas de cada piso:

**Tabla 5.7.** Resumen de momentos y carga axial para el diseño de las columnas (DDBD).

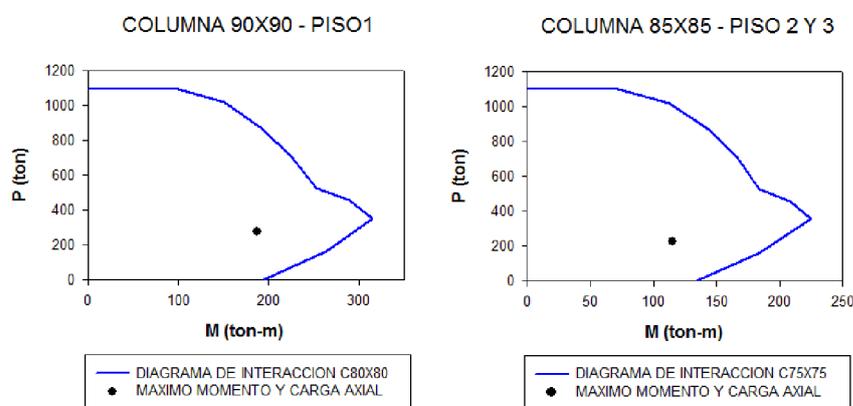
# PISO	P (ton)	M (ton-m)
7	34.17	37.73
6	68.17	44.69
5	104.15	65.40
4	140.16	64.76
3	177.41	79.49
2	222.63	114.88
1	273.63	187.13

Se diseñaron las columnas como se ve en la tabla 5.8:

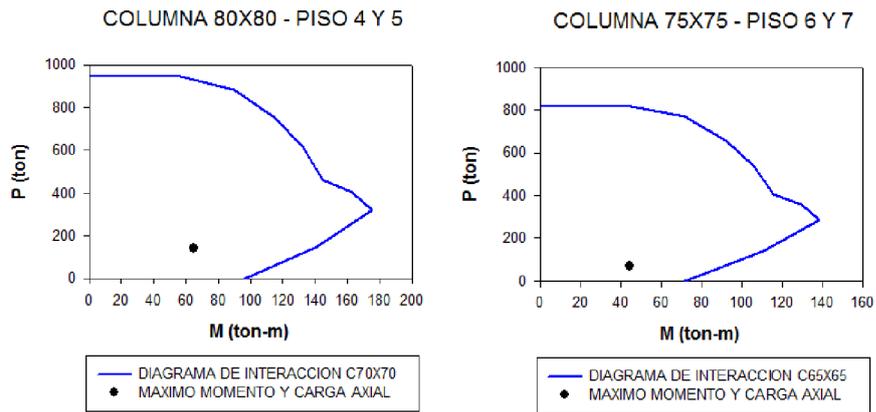
**Tabla 5.8.** Resumen del diseño de las columnas (DDBD).

# PISO	B (m)	H (m)	AREA (cm <sup>2</sup> )	ACERO (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ (%)	ACERO LONG.	s (cm)	ACERO TRANSV.
7	75	75	5625	58.90	1.05	12 $\phi$ 25	10	4 RAMAS $\phi$ 8
6	75	75	5625	58.90	1.05	12 $\phi$ 25	10	4 RAMAS $\phi$ 8
5	80	80	6400	73.89	1.15	12 $\phi$ 28	10	4 RAMAS $\phi$ 8
4	80	80	6400	73.89	1.15	12 $\phi$ 28	10	4 RAMAS $\phi$ 8
3	85	85	7225	98.52	1.36	16 $\phi$ 28	10	5 RAMAS $\phi$ 8
2	85	85	7225	98.52	1.36	16 $\phi$ 28	10	5 RAMAS $\phi$ 8
1	90	90	8100	160.85	1.99	20 $\phi$ 32	10	6 RAMAS $\phi$ 8

Y se comprobó la capacidad de las secciones por medio de sus diagramas de interacción:



(a)



(b)

Figura 5.7. (a) y (b) Diagramas de interacción de las columnas del pórtico (DDBD).

Las cuantías de acero de las vigas serán las indicadas en la figura 5.8:

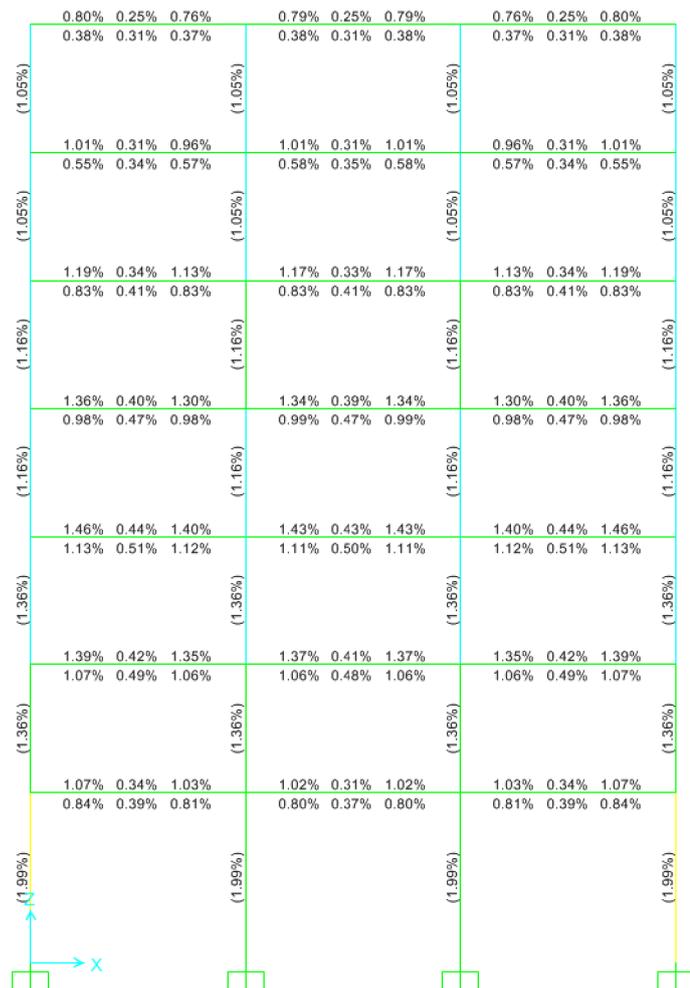


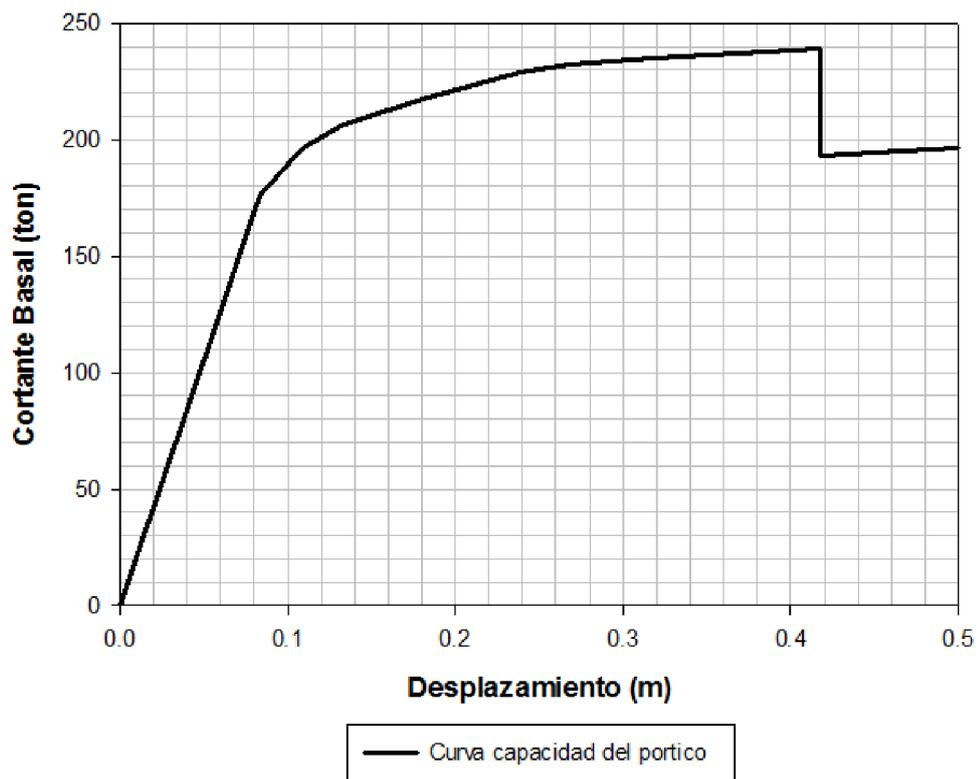
Figura 5.8. Cuantías de acero del pórtico (DDBD).

Se revisaron también los desplazamientos elásticos debido al sismo en x:

**Tabla 5.9.** Resumen de desplazamientos elásticos de piso (DDBD).

# PISO	Desplazamiento Elástico (cm)
7	8.54
6	7.63
5	6.47
4	5.11
3	3.63
2	2.17
1	0.90

Además se comprobó el comportamiento estructural por medio de un análisis no lineal tipo "PUSH-OVER", tal como se puede observar en la curva capacidad de la figura 5.9:



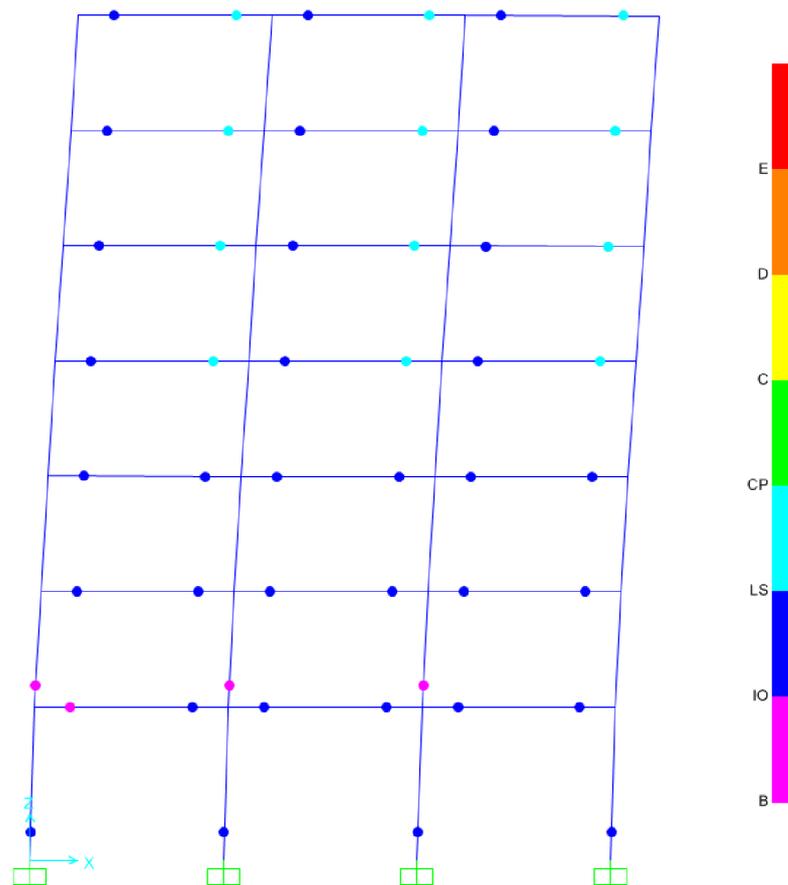
**Figura 5.9.** Curva capacidad del pórtico (DDBD).

En la tabla 5.10 se revisaron los desplazamientos inelásticos obtenidos de la curva capacidad:

**Tabla 5.10.** Resumen de desplazamientos inelásticos de piso (DDBD).

# PISO	Desplazamiento Inelástico (cm)
7	41.80
6	35.32
5	28.65
4	21.96
3	15.48
2	9.50
1	4.33

En la curva capacidad se puede observar que el desplazamiento ultimo del pórtico es de 0.418 m es decir alcanza el 95% del desplazamiento límite establecido en la sección 5.4.2, además en la figura 5.10 se puede observar la formación de rotulas plásticas y se puede apreciar que se cumple el principio de columna fuerte – viga débil:



**Figura 5.10.** Rotulas plásticas en el pórtico con un desplazamiento último de 42 cm (DDBD).

## 5.5. Aplicación Método DBF.

### 5.5.1. Definir secciones.

Se realizó un proceso iterativo en el cual se definieron secciones en un prediseño, se revisaron y se ajustaron, por lo que se puede decir que las secciones de diseño son:

**Tabla 5.11.** Dimensiones de los elementos estructurales (DBF)

# PISO	DIMENSIONES VIGAS		DIMENSIONES COLUMNAS	
	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
7	0.30	0.60	0.65	0.65
6	0.30	0.60	0.65	0.65
5	0.35	0.65	0.70	0.70
4	0.35	0.65	0.70	0.70
3	0.35	0.70	0.75	0.75
2	0.35	0.70	0.75	0.75
1	0.40	0.75	0.80	0.80

### 5.5.2. Cálculo del cortante basal.

Se utilizará el espectro de la figura 2.4, que tiene un valor en la meseta de 0.83g. Primero se calculó el periodo por la siguiente formula sugerida en el NEC-11:

$$(5.1) \quad T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde  $h_n$  es la altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura en metros. Y los valores de  $C_t$  y  $\alpha$  para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras son 0.047 y 0.9 respectivamente.

Por lo tanto el periodo de la estructura es aproximadamente:

$$T = 0.047 * 22^{0.9} = 0.76 \text{ seg}$$

Este periodo 0.76 seg cae justo en la meseta del espectro, por lo tanto el valor de  $S_a$  a utilizarse para el cálculo del cortante basal es 0.83g y se adoptara un valor de  $R$  igual a 3. Según el NEC-11 el cortante basal se puede calcular con la ecuación 5.2.

$$(5.2) \quad V_{Base} = \frac{S_a}{R} * W$$

El cálculo del peso total de la estructura más el 25% de la carga viva se refleja en la tabla 5.12:

**Tabla 5.12.** Peso total + 25% LL de la estructura (DBF)

# PISO	W (ton)					TOTAL
	VIGAS	COLUMNAS	LOSA	SC MUERTA	SC VIVA	
7	15.12	12.17	16.20	19.50	4.69	67.68
6	15.12	12.17	16.20	19.50	4.69	67.68
5	19.11	14.11	16.20	19.50	4.69	73.61
4	19.11	14.11	16.20	19.50	4.69	73.61
3	20.58	16.20	16.20	19.50	4.69	77.17
2	20.58	16.20	16.20	19.50	4.69	77.17
1	25.20	24.58	16.20	19.50	4.69	90.16
<b>TOTAL</b>						<b>527.07</b>

Por lo tanto el cortante basal resultante es:

$$V_{Base} = \frac{0.83}{3} * 527.07 = 145.82 \text{ ton}$$

Para distribuir el cortante basal como fuerzas en cada piso, el NEC-11 recomienda:

$$(5.2) \quad F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V_{Base}$$

Donde k es un coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T, que se evalúa de la siguiente manera:

- $T \leq 0.5 \text{ seg}, k = 1$
- $0.5 \text{ seg} < T \leq 2.5 \text{ seg}, k = 0.75 + 0.50 T$
- $T > 2.5, k = 2$

En este caso debido a que T es igual a 0.76 el valor de k será:

$$k = 0.75 + 0.50 * 0.76 = 1.13$$

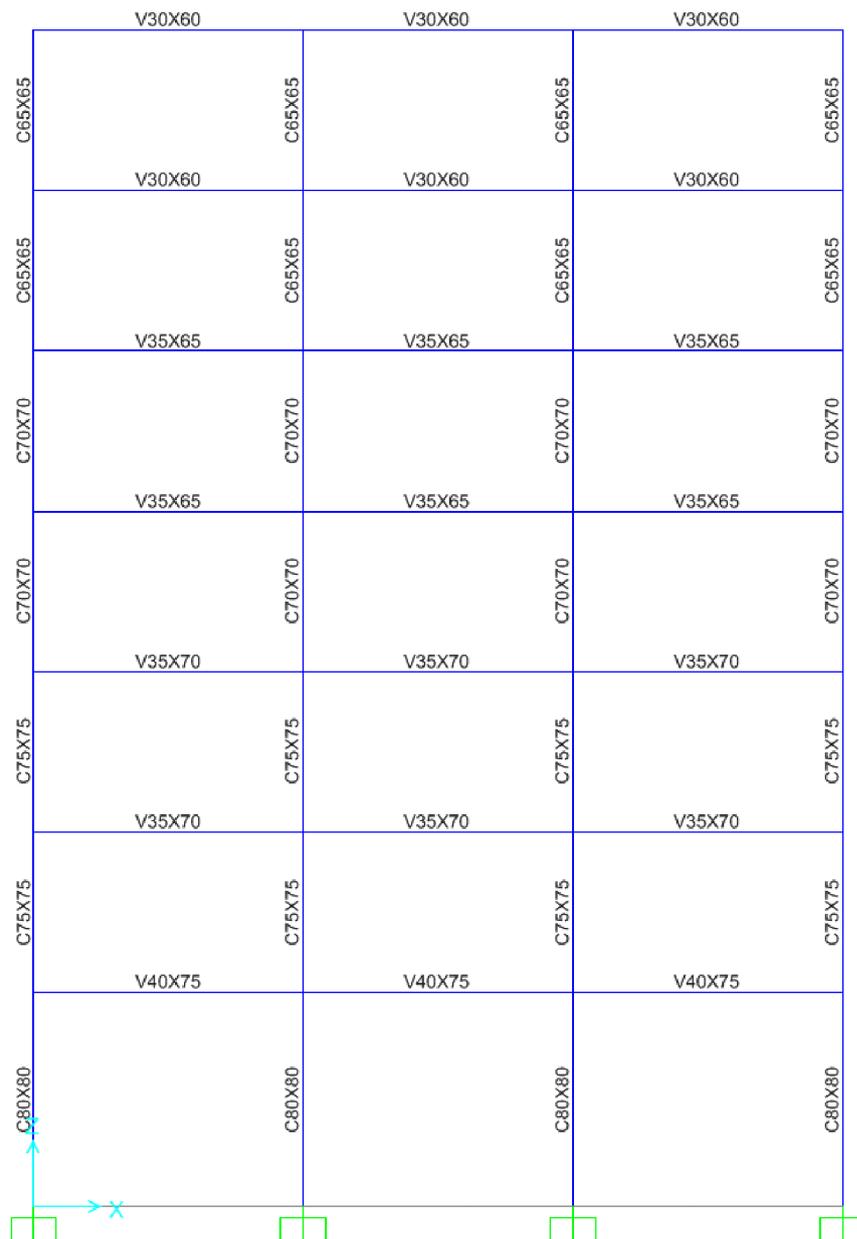
Por lo tanto la distribución del cortante basal de diseño en cada piso se ve reflejada en la tabla 5.13:

**Tabla 5.13.** Distribución del cortante basal de diseño en cada piso (DBF)

# PISO	H (m)	W (ton)	W*H <sup>k</sup>	Fx (ton)
7	22	67.68	2225.20	34.88
6	19	67.68	1885.48	29.55
5	16	73.61	1688.84	26.47
4	13	73.61	1335.64	20.93
3	10	77.17	1040.96	16.32
2	7	77.17	695.66	10.90
1	4	90.16	431.88	6.77
<b>TOTAL</b>		527.07	9303.66	145.82

### 5.5.3. Análisis y diseño en SAP2000.

Se realizó el modelo estructural con todas las consideraciones mencionadas en sección 5.3. Se modelaron vigas y columnas como elementos tipo frame, y se empotraron las columnas en la base. Además se consideraron inercias agrietadas considerando 0.8 y 0.5 como factores de agrietamiento de inercias para columnas y vivas respectivamente. En la figura 5.11 se puede observar el pórtico con las secciones definidas.



**Figura 5.11.** Modelo estructural en SAP2000 con las secciones definidas (DBF)

Se realizó el análisis estructural y se obtuvieron los siguientes momentos y carga axial máximos para el diseño de las columnas de cada piso:

**Tabla 5.14.** Resumen de momentos y carga axial para el diseño de las columnas (DBF)

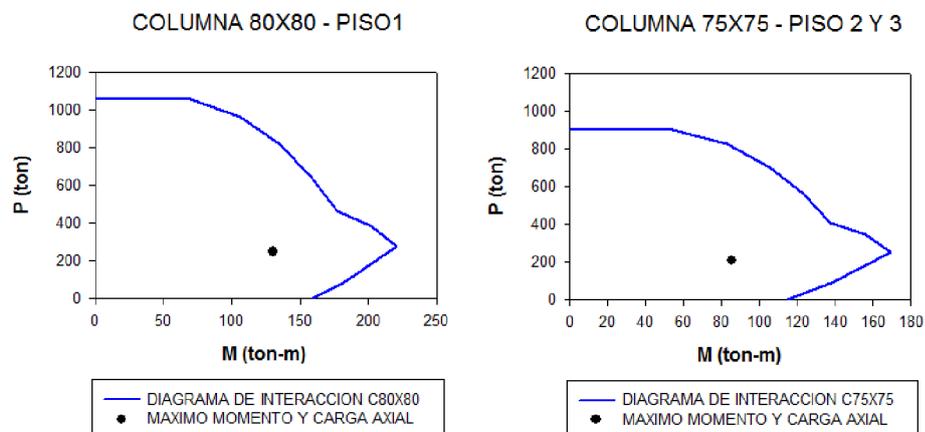
# PISO	P (ton)	M (ton-m)
7	33.01	29.85
6	65.74	36.06
5	100.38	53.40
4	135.05	54.29
3	170.88	64.37
2	206.81	85.15
1	247.07	130.51

Se diseñaron las columnas como se ve en la tabla 5.15:

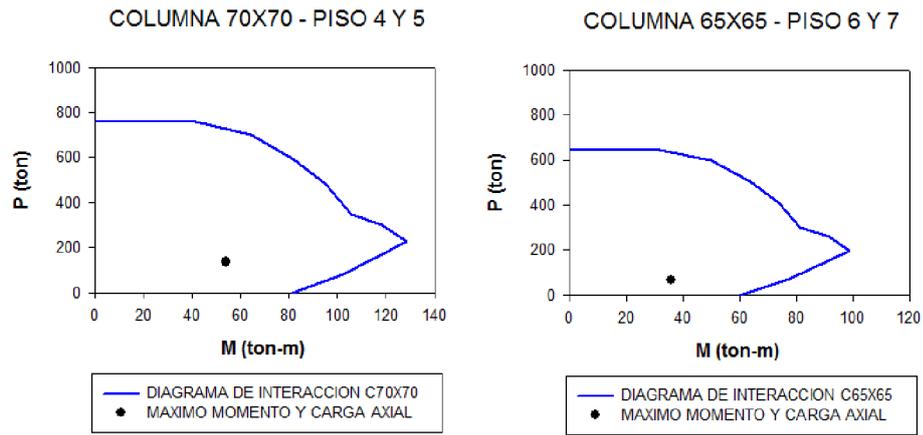
**Tabla 5.15.** Resumen del diseño de las columnas (DBF)

# PISO	B (m)	H (m)	AREA (cm <sup>2</sup> )	ACERO (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ (%)	ACERO LONG.	s (cm)	ACERO TRANSV.
7	65	65	4225	45.62	1.08	12 $\phi$ 25	10	4 RAMAS $\phi$ 8
6	65	65	4225	45.62	1.08	12 $\phi$ 25	10	4 RAMAS $\phi$ 8
5	70	70	4900	58.90	1.20	12 $\phi$ 28	10	4 RAMAS $\phi$ 8
4	70	70	4900	58.90	1.20	12 $\phi$ 28	10	4 RAMAS $\phi$ 8
3	75	75	5625	78.54	1.40	16 $\phi$ 28	10	5 RAMAS $\phi$ 8
2	75	75	5625	78.54	1.40	16 $\phi$ 28	10	5 RAMAS $\phi$ 8
1	80	80	6400	128.68	2.01	16 $\phi$ 32	10	5 RAMAS $\phi$ 8

Y se comprobó la capacidad de las secciones por medio de sus diagramas de interacción:



(a)



(b)

Figura 5.12. (a) y (b) Diagramas de interacción de las columnas del pórtico (DBF)

Las cuantías de acero de las vigas serán las indicadas en la figura 5.13:

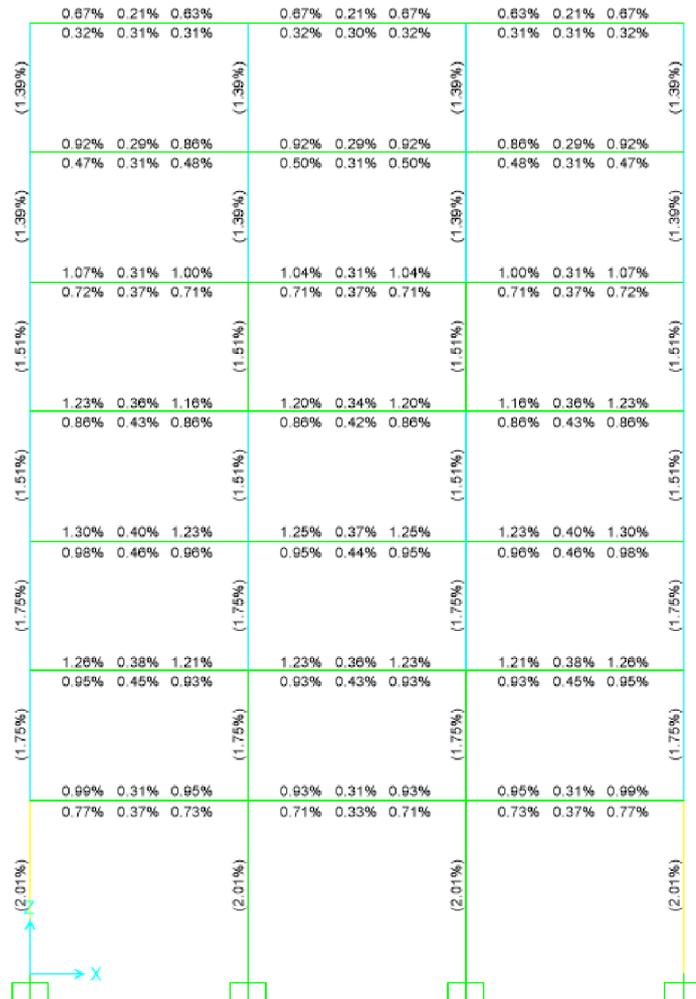


Figura 5.13. Cuantías de acero del pórtico (DBF)

Además se obtuvieron los desplazamientos elásticos, debido al sismo en x, y se revisó que las derivas inelásticas de entrepiso sean menores al 2%, estas derivas se calculan a partir de la ecuación indicada en el NEC-11:

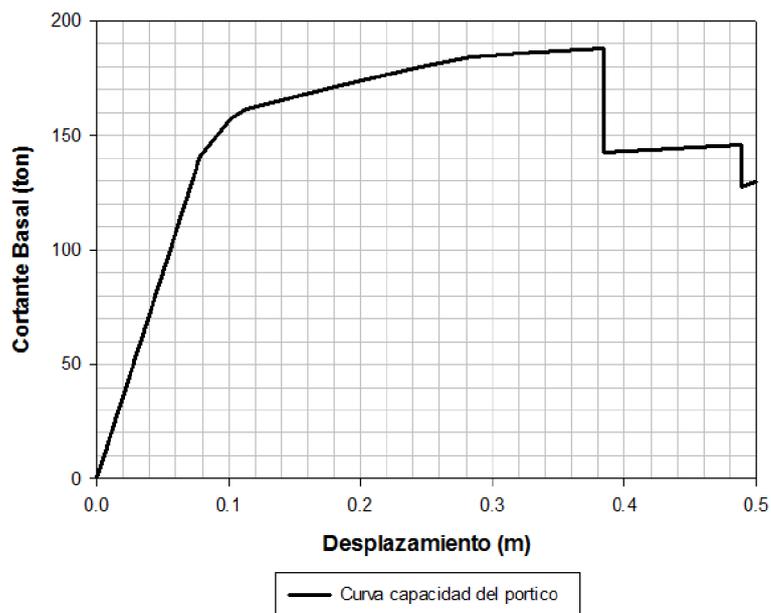
$$(5.3) \quad \Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$$

Donde  $R = 3$  es el factor de reducción de resistencia sísmica, y  $\Delta_E$  es la deriva elástica, que se obtiene de los desplazamientos elásticos a partir del análisis estático en SAP2000 y la altura de entrepiso.

**Tabla 5.16.** Revisión de derivas inelásticas de entrepiso (DBF)

# PISO	Desplazamiento Elastico (cm)	0.75 R	Desplazamiento Inelastico (cm)	$\mu$	H entrepiso (cm)	$\Delta M$
7	8.09	2.25	18.20	2.25	300	0.62%
6	7.27	2.25	16.36	2.25	300	0.83%
5	6.16	2.25	13.86	2.25	300	0.95%
4	4.89	2.25	11.00	2.25	300	1.05%
3	3.49	2.25	7.85	2.25	300	1.02%
2	2.13	2.25	4.79	2.25	300	0.92%
1	0.91	2.25	2.05	2.25	400	0.51%

Además se comprobó el real comportamiento estructural por medio de un análisis no lineal tipo "PUSH-OVER", tal como se puede observar en la curva capacidad de la figura 5.14:



**Figura 5.14.** Curva capacidad del pórtico (DBF).

# **CAPÍTULO 6**

## **CONCLUSIONES**

## 6. CONCLUSIONES.

Existen distintos factores que serán necesarios comparar entre el método DDBD y el DBF:

- **Cortante Basal:**

- El cortante basal total calculado por el método DDBD es un 22.5 % mayor al calculado por el método DBF y es igual al 33.6 % del peso total participativo de la estructura como se puede observar en las tablas 6.1 y 6.2.
- Además la fórmula de distribución del cortante basal por piso como fuerzas en el método DDBD se basa en la masa y el desplazamiento de piso. En el método DBF la fórmula de distribución del cortante basal por piso como fuerzas está en función del peso y la altura de entrepiso.

**Tabla 6.1.** Comparación Distribución del cortante basal de diseño en cada piso (DDBD y DBF).

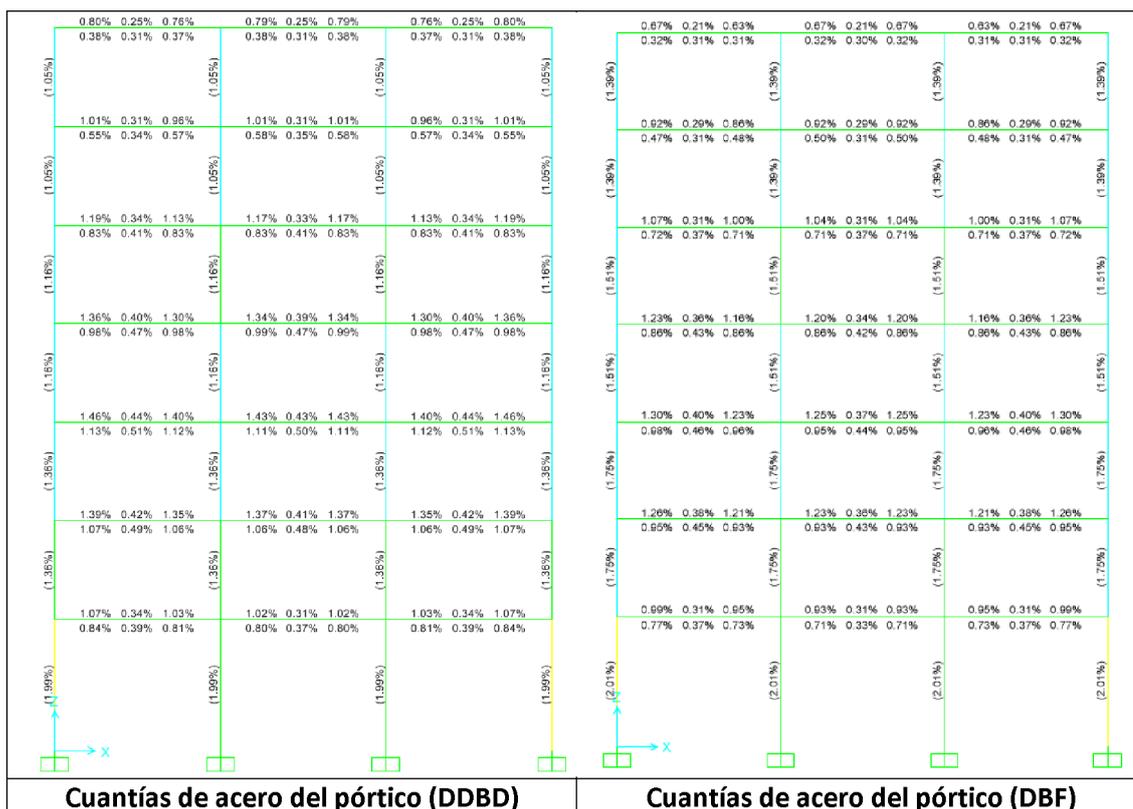
DDBD			DBF		
# PISO	Fi (ton)	W (ton)	# PISO	Fx (ton)	W (ton)
7	37.47	71.71	7	34.88	67.68
6	33.83	71.71	6	29.55	67.68
5	32.31	77.93	5	26.47	73.61
4	27.34	77.93	4	20.93	73.61
3	22.96	81.78	3	16.32	77.17
2	16.69	81.78	2	10.90	77.17
1	11.69	96.69	1	6.77	90.16
<b>TOTAL</b>	<b>182.29</b>	<b>559.52</b>	<b>TOTAL</b>	<b>145.82</b>	<b>527.07</b>
		32.58%			27.67%

- **Secciones y Cuantías:**

- Los pórticos diseñados por el método DDBD tiene mayor demanda de acero de refuerzo y requiere de mayores secciones de columnas, esto se puede apreciar en la tabla 6.3 y la figura 6.1. Esto implica un incremento en el costo de la edificación.

**Tabla 6.2.** Comparación secciones de diseño en cada piso (DDBD y DBF).

# PISO	DDBD				# PISO	DBF			
	DIMENSIONES VIGAS		DIMENSIONES COLUMNAS			DIMENSIONES VIGAS		DIMENSIONES COLUMNAS	
	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
7	0.30	0.60	0.75	0.75	7	0.30	0.60	0.65	0.65
6	0.30	0.60	0.75	0.75	6	0.30	0.60	0.65	0.65
5	0.35	0.65	0.80	0.80	5	0.35	0.65	0.70	0.70
4	0.35	0.65	0.80	0.80	4	0.35	0.65	0.70	0.70
3	0.35	0.70	0.85	0.85	3	0.35	0.70	0.75	0.75
2	0.35	0.70	0.85	0.85	2	0.35	0.70	0.75	0.75
1	0.40	0.75	0.90	0.90	1	0.40	0.75	0.80	0.80



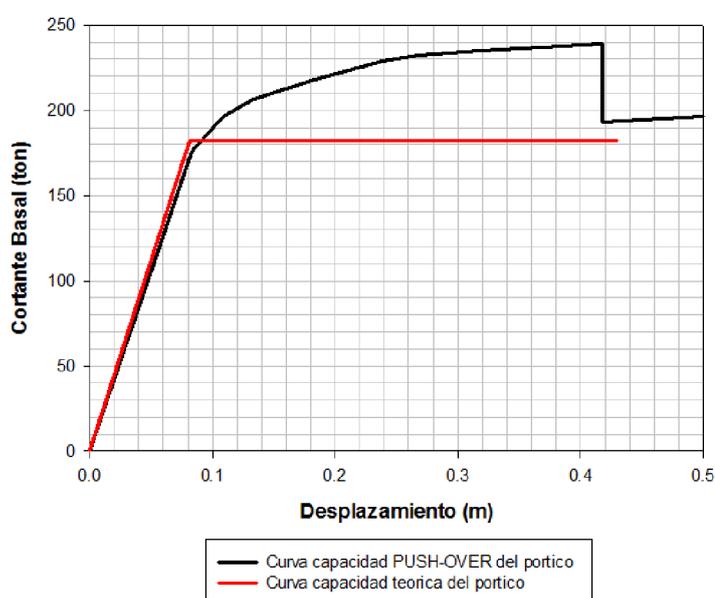
**Figura 6.1.** Comparación de acero de los pórticos (DDBD y DBF).

- **Desplazamientos y derivas:**
  - Se obtienen altos niveles de desplazamientos por el método DDBD tal como se muestra en la tabla 6.3, y una ductilidad aproximadamente de 4.89:

**Tabla 6.3.** Desplazamientos y derivas (DDBD).

# PISO	Desplazamiento Elastico (cm)	Desplazamiento Inelastico (cm)	$\mu$	H entrepiso (cm)	$\Delta M$
7	8.54	41.80	4.89	300	2.16%
6	7.63	35.32	4.63	300	2.22%
5	6.47	28.65	4.43	300	2.23%
4	5.11	21.96	4.30	300	2.16%
3	3.63	15.48	4.26	300	1.99%
2	2.17	9.50	4.38	300	1.72%
1	0.90	4.33	4.81	400	1.08%

En la figura 6.2 se puede observar la comparación de las curvas capacidad teórica y la obtenida del análisis tipo Push-Over:



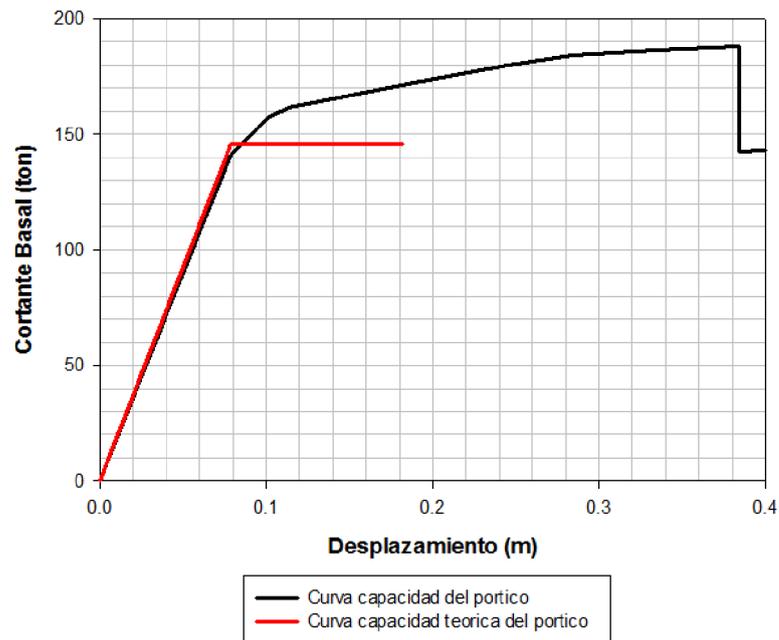
**Figura 6.2.** Comparación curvas capacidad del pórtico (DDBD)

- El desplazamiento inelástico máximo por el método DBF es de 18.20 cm, se alcanza una ductilidad de 2.25:

**Tabla 6.4.** Desplazamientos y derivas (DBF)

# PISO	Desplazamiento Elastico (cm)	0.75 R	Desplazamiento Inelastico (cm)	$\mu$	H entrepiso (cm)	$\Delta M$
7	8.09	2.25	18.20	2.25	300	0.62%
6	7.27	2.25	16.36	2.25	300	0.83%
5	6.16	2.25	13.86	2.25	300	0.95%
4	4.89	2.25	11.00	2.25	300	1.05%
3	3.49	2.25	7.85	2.25	300	1.02%
2	2.13	2.25	4.79	2.25	300	0.92%
1	0.91	2.25	2.05	2.25	400	0.51%

En la figura 6.3 se puede observar la comparación de las curvas capacidad teórica y la obtenida del análisis tipo Push-Over:



**Figura 6.3.** Comparación curvas capacidad del pórtico (DBF)

- Como se pudo comprobar en la figura 6.2, con el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos se logra controlar de forma confiable los desplazamientos, deformaciones de los elementos y formación de rótulas plásticas, todos estos parámetros son sumamente importantes cuando existe una acción sísmica importante.
- De la figura 6.3 se puede concluir que una de las principales falencias del método DBF es la poca confiabilidad en el control de desplazamientos, subestimando en gran parte el comportamiento inelástico de la estructura, es decir su capacidad de deformación.
- El método DDBD, es una herramienta de diseño, que permite evitar las múltiples iteraciones hasta que se obtenga un diseño confiable, lo cual es muy común en el método DBF.

- El método DDBD puede llegar a ser más sencillo y rápido de aplicar que el método DBF. La principal ventaja es que logra sustituir una estructura de múltiples grados de libertad por una equivalente de un solo grado de libertad. Pero la principal desventaja es que principalmente solo se cuenta con estudios y formulación para estructuras regulares para las cuales solo interviene un modo de vibración, por lo que en el caso de estructuras irregulares donde cobran importancia varios modos de vibración será necesario aplicar otra metodología denominada método general de diseño sísmico por desplazamientos que requiere un proceso iterativo.

# **CAPÍTULO 7**

## **REFERENCIAS**

## 7. REFERENCIAS.

- American Concrete Institute, “ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, Farmington Hills, 2008.
- Chopra A., “Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Upper Saddle River: Prentice Hall, 2006.
- Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11 Norma Ecuatoriana de la Construcción, Quito, 2011.
- Comité Européen de Normalisation, Eurocode 8, “Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”, Bruselas, Belgica, 1998.
- Dwairi H., Kowalsky M. y Nau J., “Equivalent viscous damping in support of Direct Displacement Based Design”, ASCE Journal of Earthquake Engineering, 2007.
- Gomez F., “Desarrollo De Un Modelo Estructural Aplicado Al Método De Diseño Directo Basado En Desplazamientos En El Diseño Sismorresistente De Pilas Para Puentes En La Ciudad De Guayaquil”, Facultad de Ingenieria UCSG, Guayaquil, 2012.
- Grant D., Blandon C. y Priestley M., “Modelling Inelastic Response in Direct Displacement Based”, Report 2005/03, IUSS Press, Pavia, 2005.

- Huaman V., "Proyecto y evaluacion del comportamiento sismico de estructuras de hormigon armado basado en desplazamientos", Barcelona, Espana, 2011.
- Jacobsen L., "Damping in composite structures", Segunda conferencia mundial de Ingenieria Sismica, Vol.2, Tokyo y Kyoto, Japan, 1960.
- Priestley M., Calvi G. y Kowalsky M., "Displacement-based Seismic Design of Structures", IUSS Press, Pavia, 2007.
- Pettinga J. y Priestley M., "Dynamic Behaviour of Reinforcement Concrete Frames Designed with Direct Displacement-based Design", ROSE Research Report No. 2005/02, IUSS Press, Pavia, 2005.
- SEAOC, "Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, Sacramento, 1995.
- Suárez V., "Diseño Basado en desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas", Universidad Técnica Particular de Loja, 2009.