

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**

**ESCUELA DE POSTGRADO**

**MAESTRÍA EN INGENIERIA CIVIL**

**CON MENCIÓN ESTRUCTURAS**



**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE  
ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO**

**TESIS**

**Presentada por:**

**Ing. FIDEL GOMEL TICONA**

**Para Obtener el Grado Académico de:**

**MAGISTER EN INGENIERIA CIVIL – MENCIÓN ESTRUCTURAS**

**TACNA – PERU**

**2017**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por haberme permitido culminar satisfactoriamente los estudios de la maestría. Así también, a mis padres Gerónimo Gomel Cutipa y Cerafina Ticona de Gomel, por todo el apoyo moral y material que me dieron. De igual manera a mis hermanos Santiago y Nancy por todo el apoyo incondicional como también a mi esposa Yeny por su comprensión.

Mi agradecimiento en forma especial al Magister José Velásquez Vargas por su disponibilidad para el asesoramiento y supervisión de la presente tesis.

También quiero agradecer a los profesores de la Maestría de Ingeniería Civil de la Escuela de Post-Grado, por todos los conocimientos brindados y la dedicación que dieron de sí.

Finalmente quiero agradecer a la Escuela Superior de Post-Grado por recibirme en sus aulas y brindarme los conocimientos en todo este tiempo.

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mis queridos padres:  
Gerónimo y Cerafina como  
reconocimiento a sus grandes esfuerzos  
y su apoyo invaluable.

A mi hija y mis sobrinos:  
Kiara, Marco, Max y Gabriel por ser mi  
fuente de motivación.

## INDICE DE CONTENIDOS

**AGRADECIMIENTO**

**DEDICATORIA**

**INDICE DE CONTENIDOS**

**INDICE DE TABLAS**

**INDICE DE FIGURAS**

**RESUMEN**

**ABSTRACT**

**INTRODUCCION**

**CAPITULO I**

<b>1. EL PROBLEMA.....</b>	<b>1</b>
1.1. Planteamiento del Problema.....	1
1.2. Formulación del Problema.....	2
1.3. Justificación de la Investigación .....	2
1.3.1. Deficiencias en el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) .....	3
1.3.1.1. La rigidez es independiente de la resistencia .....	3
1.3.1.2. La capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia.....	6
1.3.1.3. Generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras .....	6
1.3.1.4. Usa factores de reducción de resistencia .....	7
1.4. Objetivos .....	7
1.4.1. Objetivo general.....	7
1.4.2. Objetivos específicos .....	7
1.5. Conceptos Básicos.....	8
1.5.1. Propiedades mecánicas de los materiales constitutivos del concreto armado.....	8
1.5.2. Diagrama de momento – curvatura ( $M - \phi$ ).....	10
1.5.3. Ductilidad.....	11
1.5.4. Amortiguamiento viscoso equivalente .....	13
1.6. Antecedentes .....	14
<b>CAPITULO II</b>	
<b>2. FUNDAMENTO TEORICO CIENTIFICO .....</b>	<b>16</b>

2.1. Fundamentos y descripción del método: Diseño sísmico basado en desplazamientos .....	18
2.2. Comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado .....	20
2.2.1. Comportamiento de estructuras aporticadas.....	21
2.3. Diseño Sísmico por desempeño .....	21
2.3.1. Objetivo de Desempeño.....	21
2.3.2. Niveles Sísmicos.....	24
2.3.3. Niveles de desempeño .....	25
2.3.3.1. Selección del Nivel de Desempeño .....	29
2.3.4. Filosofía de Diseño Sismorresistente en el Perú .....	30
<b>CAPITULO III</b>	
<b>3. MARCO METODOLOGICO.....</b>	<b>32</b>
3.1. Hipótesis .....	32
3.2. Variables e indicadores .....	32
3.2.1. Identificación de la Variable Independiente .....	32
3.2.1.1. Indicadores.....	32
3.2.1.2. Escala para la medición de la Variable .....	32
3.2.2. Identificación de la Variable Dependiente .....	32
3.2.2.1. Indicadores.....	32
3.2.2.2. Escala para la medición de la Variable .....	32
3.3. Tipo de Investigación.....	32
3.4. Diseño de Investigación .....	33
3.5. Ámbito de estudio.....	33
3.6. Tiempo Social de la Investigación .....	33
3.7. Población y Muestra .....	34
3.8. Técnicas e Instrumentos .....	34
<b>CAPITULO IV</b>	
<b>4. DIAGNOSTICO SITUACIONAL .....</b>	<b>35</b>
4.1. Presentación .....	35
4.2. Descripción del Pórtico.....	36
4.2.1. Elementos estructurales.....	37
4.2.2. Materiales .....	38
4.2.3. Cargas de diseño.....	38
<b>CAPITULO V</b>	

<b>5. PROPUESTA DE METODOLOGIA .....</b>	<b>40</b>
5.1. Procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamiento .....	40
5.1.1. Representación del sistema de VGDL por un sistema de 1GDL .....	40
5.1.1.1. Selección del nivel de deformación .....	41
5.1.1.2. Perfil de desplazamiento de cada nivel del pórtico .....	41
5.1.1.3. Desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL ....	44
5.1.1.4. Altura efectiva del sistema equivalente de 1GDL.....	45
5.1.1.5. Masa efectiva del sistema equivalente de 1GDL .....	45
5.1.1.6. Factor de ductilidad de desplazamiento de diseño para el sistema equivalente de 1GDL .....	45
5.1.1.7. Amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema equivalente de 1GDL .....	48
5.1.1.8. Período efectivo en la respuesta de desplazamiento máximo ....	49
5.1.1.9. Rigidez Efectiva del sistema equivalente de 1GDL.....	53
5.1.1.10. Fuerza cortante basal.....	54
5.1.2. Acciones de diseño de la fuerza cortante basal del sistema de 1GDL en el sistema de VGDL.....	55
5.1.2.1. Cálculo de fuerzas laterales en la parte superior de cada piso ...	55
5.1.2.2. Cálculo del momento de volteo total ( <i>MOTM</i> ).....	55
5.1.2.3. Efecto P-Delta .....	56
5.1.2.4. Fuerza de corte de entrepiso.....	57
5.2. Análisis estructural del pórtico basado en consideraciones de equilibrio .	57
5.2.1. Fuerzas internas en viga.....	58
5.2.1.1. Fuerza cortante en vigas .....	58
5.2.1.2. Momento en vigas .....	60
5.2.2. Fuerzas internas en columnas .....	61
5.2.2.1. Fuerza cortante en columnas .....	61
5.2.2.2. Momento en columnas .....	61
5.3. Diseño por Capacidad de Pórticos de Concreto Armado .....	63
5.3.1. Principio fundamental .....	64
5.3.2. Filosofía del diseño por capacidad.....	66
5.3.3. Mecanismo de colapso .....	67

5.3.4. Resistencia al Corte.....	71
5.3.5. Factor de Reducción de Resistencia.....	74
5.3.6. Diseño de vigas de concreto armado.....	75
5.3.7. Diseño de columnas de concreto armado.....	82
5.3.8. Diseño de conexiones viga-columna de concreto armado.....	87

## **CAPITULO VI**

### **6. APLICACIÓN DE DISEÑO SISMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS ..89**

6.1. Procedimiento DDBD para el caso de estudio.....	89
6.1.1. Representación del sistema de VGDL a un sistema de 1GDL.....	89
6.1.1.1. Selección del nivel de deformación.....	89
6.1.1.2. Perfil de desplazamiento de cada nivel de pórtico.....	90
6.1.1.3. Desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL....	91
6.1.1.4. Altura efectiva del sistema equivalente de 1GDL.....	91
6.1.1.5. Masa efectiva del sistema equivalente de 1GDL.....	91
6.1.1.6. Factor de ductilidad de desplazamiento de diseño para el sistema equivalente de 1GDL.....	92
6.1.1.7. Amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema equivalente de 1GDL.....	92
6.1.1.8. Período efectivo en la respuesta de desplazamiento máximo....	93
6.1.1.9. Rigidez efectiva del sistema equivalente de 1GDL.....	94
6.1.1.10. Fuerza cortante basal.....	94
6.1.2. Acciones de diseño de la fuerza cortante basal del sistema de 1GDL en el sistema de VGDL.....	94
6.1.2.1. Cálculo de fuerzas laterales en la parte superior de cada piso...	94
6.1.2.2. Cálculo del momento de volteo total ( <i>MOTM</i> ).....	95
6.1.2.3. Efecto P-Delta.....	95
6.1.2.4. Fuerza de Corte de entrepiso.....	95
6.2. Análisis estructural del pórtico basado en consideraciones de equilibrio .	95
6.2.1. Fuerzas internas en viga.....	95
6.2.2. Fuerzas internas en columnas.....	96
6.3. Diseño por capacidad del pórtico.....	98
6.3.1. Diseño por flexión de vigas.....	98

6.3.1.1. Diseño de rótulas plásticas.....	102
6.3.1.2. Diseño de tramos entre rótulas plásticas .....	104
6.3.2. Diseño por corte de vigas .....	106
6.3.2.1. Diseño de rótulas plásticas y en zonas elásticas .....	109
6.3.3. Diseño por flexocompresión de columnas.....	110
6.3.4. Diseño por corte de columnas.....	115
<b>CAPITULO VII</b>	
<b>7. VALIDACION DE LA METODOLOGÍA .....</b>	<b>120</b>
7.1. Análisis Estático no Lineal.....	120
7.1.1. Resultados del Análisis Estático no Lineal .....	123
7.2. Criterio de columna fuerte y viga débil.....	128
<b>CAPITULO VIII</b>	
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>129</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</b>	
<b>ANEXOS</b>	
<b>Anexo 1:</b> Propuesta de incorporación del método DDBD en la norma peruana de diseño sismorresistente	
<b>Anexo 2:</b> Matriz de consistencia.	

## INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Derivas de entrepiso (DRIFT) .....	30
Tabla 4.1. Resumen de metrado de cargas por niveles.....	39
Tabla 5.1. Espaciamiento centro a centro entre estribos. ....	81
Tabla 6.1. Cálculos para el Diseño por Desplazamiento, altura efectiva y masa efectiva del pórtico irregular de 6 pisos .....	91
Tabla 6.2. Cálculos para determinar el Factor de Ductilidad para el pórtico irregular de 6 niveles. ....	92
Tabla 6.3. Fuerza lateral en cada entrepiso y el momento de volteo total para el pórtico irregular de 6 niveles .....	95
Tabla 6.4. Fuerza de Corte de entrepiso para el pórtico irregular de 6 niveles .	95
Tabla 6.5. Fuerzas cortantes y momentos flectores en vigas del pórtico irregular de 6 niveles .....	96
Tabla 6.6. Fuerzas cortantes y momentos en las columnas del pórtico irregular de 6 niveles .....	96
Tabla 6.7. Calculo de acero longitudinal en rótulas plásticas y estimación del factor de sobrerresistencia a flexión.....	102
Tabla 6.8. Calculo de acero longitudinal en tramos elásticos .....	105
Tabla 6.9. Factores de sobrerresistencia.....	106
Tabla 6.10. Diseño por corte en rótulas plásticas.....	109
Tabla 6.11. Diseño por corte de tramos elásticos. ....	110
Tabla 6.12. Diseño a flexión de columnas exteriores C1 y C4 .....	113
Tabla 6.13. Diseño a flexión de columnas interiores C2 y C3 .....	115
Tabla 6.14. Parámetros de diseño por corte de C1 y C4.....	117
Tabla 6.15. Diseño por corte de columnas C1 y C4 .....	117
Tabla 6.16. Parámetros de diseño por corte de C2 y C3.....	118
Tabla 7.1. Resumen de resultados DDBD, ATC y FEMA .....	128
Tabla 7.2. Resistencia final de vigas y columnas .....	128
Tabla 8.1. Valores iniciales del diseño del pórtico obtenido mediante el enfoque DDBD .....	129

Tabla 8.2. Comparación de la fuerza cortante basal y desplazamiento en el techo .....	130
--	-----

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Hipótesis de diseño - Rigidez independiente de resistencia (Adoptado Priestley, 2003) .....	4
Figura 1.2.	Hipótesis de rigidez dependiente de la resistencia - Curvatura de fluencia constante (Priestley, 2003).....	4
Figura 1.3.	Desplazamiento de fluencia en DBF (Suarez, 2009) .....	6
Figura 1.4.	Curva esfuerzo deformación del acero corrugado grado 60, (Mander, Priestley and Park, 1988) .....	9
Figura 1.5.	Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado y no-confinado, (Mander, Priestley and Park, 1988).....	10
Figura 1.6.	Diferentes definiciones de los desplazamientos de fluencia y de rotura (Adaptado de Priestley).....	12
Figura 1.7.	Área de histéresis para el cálculo del amortiguamiento (Adaptado de Priestley et. al., 2007).....	13
Figura 1.8.	Reglas histeréticas consideradas en análisis inelástico tiempo - historia (Adaptado de Priestley et. al., 2007) .....	14
Figura 2.1.	Fundamentos del enfoque DBD (Adatado de Priestley et al., 2007) .....	19
Figura 2.2.	Objetivos de desempeño (Visión 2000, proyecto SEAOC) .....	23
Figura 2.3.	Representación de las características geológicas y geométricas existentes desde la fuente sísmica hacia una región (Adaptado de <a href="http://biogeotesttoni.blogspot.pe/2015/06/2-ctm-dinamica-interna.html">http://biogeotesttoni.blogspot.pe/2015/06/2-ctm-dinamica-interna.html</a> ) .....	25
Figura 2.4.	Estado límite o niveles de desempeño para edificaciones (Adaptado de FEMA-389, 2004).....	28
Figura 4.1	Vista 3D de la estructura analizada .....	35
Figura 4.2.	Distribución arquitectónica de la planta típica del edificio .....	36
Figura 4.3	Planta típica - Pórtico analizado .....	37
Figura 4.4	Elevación del pórtico analizado .....	37
Figura 5.1.	Modelo simplificado del sistema SVGL representado por el sistema 1GDL. (Adaptado de B. Massena, 2010).....	41

Figura 5.2. Perfil normalizado de desplazamientos de los pórticos (Adaptado de Pettinga – Priestley, 2005) .....	42
Figura 5.3. Pórtico irregular de concreto armado.....	46
Figura 5.4. Amortiguamiento equivalente vs. Ductilidad .....	49
Figura 5.5. Modelo de histéresis Takeda “fat” para pórticos de concreto armado.....	49
Figura 5.6. Espectro de respuesta de Aceleración elástica ( $S_a$ ) y espectro de desplazamiento de diseño ( $S_d$ ) para diferentes valores de amortiguamiento.....	51
Figura 5.7. Ningún elemento llega a la fluencia para el desplazamiento de diseño ( $\Delta_d < \Delta_y$ ).....	52
Figura 5.8. El desplazamiento de diseño es mayor que el desplazamiento espectral máximo (Adaptado de Calvi - Sullivan, 2009).....	53
Figura 5.9. Rigidez Efectiva del Sistema Equivalente de 1GDL (Adoptado de Priestley et al., 2007).....	54
Figura 5.10. Fuerzas de entrepiso y Momento de Volteo Total ( $M_{OTM}$ ) (Adoptado de Priestley et al., 2007).....	56
Figura 5.11. Fuerza Cortante de Piso (Adoptado de B. Massena, 2010).....	57
Figura 5.12. Respuesta sísmica en pórticos irregulares. A la izquierda las Fuerzas de corte y momento de vigas y columnas, y a la derecha Momento de volteo (Adoptado de Priestley et al., 2007) ..	59
Figura 5.13. Distribución de momentos en columnas por equilibrio de los nudos (Adaptado de Priestley et al., 2007) .....	63
Figura 5.14 Principio de limitación de resistencias ilustrado con una cadena dúctil (Paulay and Priestley, 1992) .....	66
Figura 5.15. Mecanismo de colapso en edificios aporricados de varios pisos (Burgos y Pique del Pozo, 2007) .....	70
Figura 5.16. Control de deslizamiento por cortante en región de potencial rótula plástica (Paulay and Priestley, 1992).....	74
Figura 5.17. Secuencia de diseño por capacidad de pórticos de concreto armado.....	75
Figura 5.18. Ubicación de potenciales rótulas plásticas donde se requiere especial tratamiento de refuerzo (Paulay and Priestley, 1992) .....	78

Figura 5.19. Arreglo y área de ramales de estribos para zonas de rótula plástica en vigas (Paulay and Priestley, 1992). .....	82
Figura 5.20. Amplificación dinámica de momentos flectores en columnas de edificios de pórticos (Priestley et al, 2007).....	83
Figura 5.21. Momentos magnificados en una columna superior.....	84
Figura 5.22. Definición de la longitud $L_0$ para el primer nivel donde se requiere especial detalle del refuerzo transversal (Paulay and Priestley, 1992) .....	87
Figura 6.1. Objetivo de desempeño para el edificio de 6 niveles .....	90
Figura 6.2. Diagrama de Momentos (ton-m) y Cortantes (ton) por Sismos - Método DDBD .....	97
Figura 6.3. Diagrama de Momentos (ton-m) y Cortantes (ton) por cargas muertas y peso propio.....	97
Figura 6.4. Diagrama de Momentos (ton-m) y Cortantes (ton) por cargas vivas.....	98
Figura 6.5. Diagrama de Fuerzas Axiales (ton) por cargas muertas y vivas. ...	98
Figura 6.6. Diagrama de momentos flectores para vigas.....	102
Figura 6. 7. Diagrama de fuerzas cortantes para el diseño de vigas .....	109
Figura 6.8. Diagrama de momentos flectores para el diseño de columnas vs altura .....	111
Figura 6.9. Diagrama de fuerzas axiales de diseño (ton) vs altura (m).....	112
Figura 6.10. Diagrama de interacción para el diseño de columnas de los niveles 5to y 6to .....	114
Figura 6.11. Diagrama de interacción para el diseño de columnas de los niveles 2do a 4to .....	114
Figura 6.12. Diagrama de interacción para el diseño de columnas del 1er nivel .....	114
Figura 6.13. Obtención de $M_n$ en zonas de rotula plásticas. Tanto para la parte superior e inferior de la columna .....	116
Figura 6.14. Diagrama de fuerzas cortantes de diseño para regiones no críticas vs altura.....	116
Figura 6.15. Detalle de sección de vigas.....	118
Figura 6.16. Detalle de sección de columnas.....	119

Figura 7.1	Planteamiento general de Pushover (Adaptado de FEMA 1997).	122
Figura 7.2.	Modelo matemático - Pórtico analizado.....	122
Figura 7.3.	Curva de capacidad a través de un análisis estático no lineal .....	123
Figura 7.4.	Inicio del mecanismo plástico.....	124
Figura 7.5.	Comparación de desplazamientos del pórtico .....	125
Figura 7.6.	Comparación de derivas del pórtico .....	125
Figura 7.7.	Demandas inelásticas por Método del Espectro de Capacidad, ATC – 40 .....	126
Figura 7.8.	Demandas inelásticas por Método de los Coeficientes, FEMA – 356 .....	126
Figura 7.9.	Demandas inelásticas por Método de Linealización Equivalente, FEMA – 440.....	127
Figura 7.10.	Demandas inelásticas por Método de los Coeficientes Modificados, FEMA – 440 .....	127

## RESUMEN

Debido a que el daño estructural se correlaciona mejor con los desplazamientos más que con las fuerzas, además el método tradicional basado en fuerzas presenta muchas falencias es que se plantea este trabajo de investigación que propone una metodología de Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos, basado en un enfoque de diseño por desempeño propuesto por Moehle, Kowalsky y Priestley desde los años 90.

Esta metodología de diseño es aplicable a estructuras aporticadas planas y regulares de concreto armado, y se complementa con un diseño por capacidad para los elementos estructurales para conseguir una estructura dúctil.

Finalmente esta metodología se aplica a una edificación aporticada de 6 niveles ubicada en una zona de alta sismicidad (0.45g) y para dar la validez a este método de realiza una verificación mediante un análisis estático no lineal, obteniéndose resultados con una mejor predicción y control de la respuesta sísmica, por lo que se puede considerar como un método alternativo de diseño sísmico de fácil aplicación y no requiere el uso de programas especializados. Asimismo se presenta una propuesta de incorporación en la norma peruana de diseño sismorresistente E-030.

## ABSTRACT

Because structural damage correlates better with displacements than with forces additionally the traditional method based on forces presents many shortcomings is that this work of research is proposed the proposes a methodology of Displacement-Based Seismic Design, based on a Performance design approach proposed by Moehle, Kowalsky, and Priestley since the 1990s.

This design methodology is applicable to frames and regular reinforced concrete structures and is complemented by a design by capacity for the structural elements to achieve a ductile structure.

Finally, this methodology is applied to a structured building of 6 levels located in a zone of high seismicity (0.45g) and to give validity to this method of performing a verification by a nonlinear static analysis, obtaining results with a better prediction and control of the seismic response, so it can be considered as an alternative method of seismic design easy to apply and does not require the use of specialized programs. Likewise, a proposal for incorporation in the Peruvian Code of seismic resistant design E-030 is presented.

## INTRODUCCION

El objetivo de la ingeniería estructural es diseñar estructuras para asegurar que la edificación no colapse ante los eventos sísmicos importantes que pudieran presentarse, evitando así la pérdida de vidas humanas. Sin embargo, las pérdidas económicas y las interrupciones de ocupación asociado al daño estructural causado por eventos sísmicos hacen cada vez más importante controlar el daño de las estructuras y sus componentes, lo que ha hecho evidente la necesidad de revisar y validar los procedimientos actuales de diseño.

Los métodos convencionales de diseño sísmico usados en la actualidad, basado en fuerzas, consiste en diseñar las estructuras con los elementos mecánicos obtenidos de un análisis lineal utilizando fuerzas derivadas de espectros de diseño elástico afectado por factores de reducción que consideran el comportamiento inelástico de la estructura y como parte de un criterio de aceptación incluyen al final del procedimiento una revisión de derivas de entrepiso, dependiendo si éstas se parezcan o no al máximo permitido por la norma se puede proceder a un nuevo análisis de redimensionamiento de los elementos, pero esta metodología no predicen de manera eficiente y confiable el comportamiento sísmico de la estructura, contentándose con una grosera estimación del mismo.

Debido a lo mencionado, la filosofía actual de diseño sísmico consiste en estimar de manera efectiva el comportamiento de las edificaciones para diferentes niveles de desempeño antes los diferentes niveles de intensidad sísmica. Priestley planteó una nueva metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos, basado en los principios de diseño por desempeño.

Este trabajo propone difundir y extender la metodología propuesta por Priestley basado en desplazamientos, como un método alternativo y de fácil aplicación para estructuras conformadas por pórticos planos de concreto armado, para que en un futuro se pueda implementar en nuestra norma de diseño.

En el capítulo 1 se plantea el problema; en el capítulo 2 se resume el fundamento del método; el capítulo 3 se desarrolla el marco metodológico; el capítulo 4 se habla del diagnóstico situacional; el capítulo 5 se da mayor énfasis a la método del Diseño Basado en Desplazamientos, desarrollándose el fundamento de la metodología de diseño; en el capítulo 6 se aplica al método (DBDD) a un pórtico plano de una estructura de 6 niveles. Asimismo, con la finalidad de mostrar la efectividad y validez del método propuesto, en el capítulo 7 se realiza una verificación por medio de un análisis estático no lineal.

## CAPITULO I

### 1. EL PROBLEMA

#### 1.1. Planteamiento del Problema

El Perú está localizado en una zona de alto riesgo sísmico, donde la mayor actividad sísmica de origen tectónico se desarrolla en el cinturón del fuego. En el cinturón del fuego ocurren más del 80% de los sismos más grandes del mundo. En esta zona se da la convergencia de subducción de la Placa Oceánica de Nazca que se introduce por debajo de la Placa Continental Sudamericana generando terremotos de magnitud elevada (Santana, 2012). Son muchos los sismos que han ocurrido en nuestro país, dejando gran cantidad de muertes y serios daños en la infraestructura tanto en la parte estructural y no estructural.

En el Perú, la norma de diseño sismorresistente considera para el diseño de edificaciones un solo nivel de intensidad del sismo, que para Visión 2000 se denomina Sismo Raro y para el ATC-40 Sismo de Diseño. Al diseñar para un solo nivel de intensidad del sismo tal como manda la norma peruana E-030, produce incertidumbre de su buen comportamiento estructural para los diferentes niveles de intensidad del sismo. Piqué (1995) afirma: "El diseño en la condición límite del sismo de diseño no es verificado o calibrado contra las demandas o sollicitaciones de sismos por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones".

Entonces al considerar en la norma E-030 un solo nivel de intensidad del sismo, los diseños elásticos son incompletos para predecir un comportamiento adecuado de las estructuras, más aún si se trata de edificaciones esenciales como los hospitales, centrales de comunicación, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre.

Además el método de diseño estructural en el Perú es conocido como método basado en fuerzas y éste método presenta muchas falencias y/o limitaciones como se describirá más adelante.

Debido a estas consideraciones, se ha desarrollado en este trabajo de investigación de diseño sísmico basado en desplazamientos para sistemas estructurales aporricadas de concreto armado, con la intención de contribuir a la mejora del comportamiento sísmico de las estructuras, puesto que se considera más racional y de fácil aplicación que intenta solucionar las deficiencias de los enfoques actuales basados en fuerza.

## **1.2. Formulación del Problema**

¿Cuál es la metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos que permita mejorar el comportamiento sísmico de estructuras aporricadas de concreto armado?

## **1.3. Justificación de la Investigación**

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 (Suarez, 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 (Suarez, 2009).

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

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

#### 1.3.1.1. La rigidez es independiente de la resistencia

El DBF considera que la resistencia que se le da a una estructura (a través del acero de refuerzo) no tiene efectos sobre la rigidez de ésta (Suarez, 2009).

$$EI = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (1.1)$$

La ecuación 1.1 revela que la hipótesis común de diseño que la rigidez del elemento es independiente de la resistencia implica que la curvatura de fluencia sea directamente proporcional a la resistencia de flexión  $M_N$ .

$$\phi_y = \frac{M_N}{EI} \quad (1.2)$$

Ésta hipótesis es ilustrado en la figura 1.1. La consecuencia de esta hipótesis en el diseño sísmico convencional es que la rigidez de la estructura puede predecirse al principio del diseño considerando las propiedades de la sección no agrietada o las propiedades de la sección efectiva y así calcularse el periodo de vibración. Posteriormente, este periodo se usa para obtener la aceleración espectral de diseño, y luego proporcionar la resistencia requerida de la estructura para las fuerzas laterales asociadas. Esto simplifica grandemente el proceso de diseño, pero como muestra Priestley (2003), la hipótesis inicial de rigidez independiente de la resistencia es de hecho equivocada.

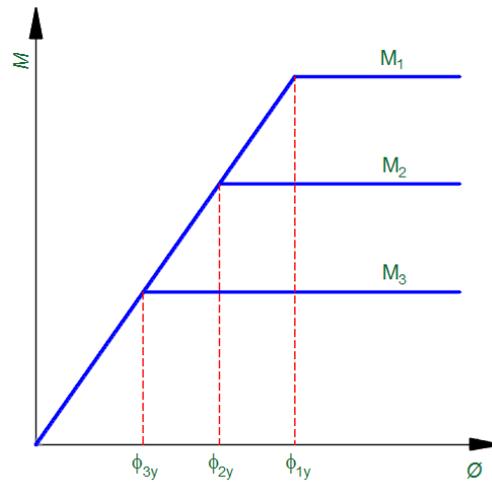


Figura 1.1. Hipótesis de diseño - Rigidez independiente de resistencia (Adoptado Priestley, 2003)

Investigaciones de Priestley & Kowalsky (2000) y Priestley (2003) han demostrado a través de resultados experimentales y cálculos analíticos detallados que la rigidez actualmente no puede ser supuesta independiente de la resistencia. Al contrario, se ha encontrado que la curvatura de fluencia de los elementos es efectivamente independiente de la resistencia y se puede tomar como una constante para dimensiones conocidas de la sección. Por tanto, se puede deducir que la rigidez es directamente proporcional a la resistencia de flexión como se muestra en la ecuación 1.1. Esta relación correcta es ilustrada en la figura 1.2.

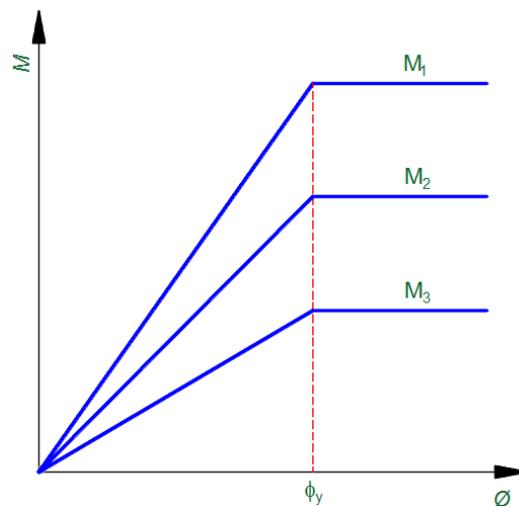


Figura 1.2. Hipótesis de rigidez dependiente de la resistencia - Curvatura de fluencia constante (Priestley, 2003)

El resultado final de estas conclusiones es que no es posible ejecutar un análisis preciso de los periodos elásticos estructurales o de la distribución elástica de resistencia requerida a través de la estructura hasta que las resistencias finales de los elementos hayan sido determinadas. Esto implica que el diseño sísmico convencional basado en la rigidez elástica de los elementos y consideraciones basadas en fuerzas debe ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos son actualizadas en cada iteración.

Asimismo, Priestley (2003) indica que la curvatura de fluencia puede ser encontrada a partir de las propiedades geométricas de los elementos:

$$\text{- Columnas circulares} \quad \phi_y \approx 2.25 \varepsilon_y / D \quad (1.3a)$$

$$\text{- Columnas rectangulares} \quad \phi_y \approx 2.10 \varepsilon_y / h_c \quad (1.3b)$$

$$\text{- Muros rectangulares en volado} \quad \phi_y \approx 2.00 \varepsilon_y / l_w \quad (1.3c)$$

$$\text{- Vigas de concreto} \quad \phi_y \approx 1.70 \varepsilon_y / h_b \quad (1.3d)$$

Estas ecuaciones pueden ser intuitivamente aceptadas, cuando uno considera que en una sección de fluencia el refuerzo en ambos extremos de la sección probablemente está en o cerca de la fluencia.

Estas expresiones fueron encontradas a partir de un estudio analítico en donde se compara la curvatura de fluencia adimensional encontrada en diferentes curvas momento – curvatura con diferentes relaciones de carga axial  $N_u / f'_c A_g$  y se observa que la curvatura de fluencia adimensional es comparativamente insensible para variaciones de carga axial y cuantías de refuerzo: y por tanto es insensible a la capacidad de momento.

La curvatura adimensional es definida para columnas rectangulares como:  $\phi_{Dy} = \phi_y h_c / \varepsilon_y$ , de la misma forma se puede obtener para los otros tipos de elementos. Los factores que aparecen en las expresiones de las curvaturas de fluencia son los promedios de la curvatura adimensional que se obtuvieron en el estudio analítico para diferentes elementos. Estos factores pueden variar en  $\pm 10\%$  del valor promedio indicado, lo cual se debe a las diferentes cuantías de refuerzo y carga axial.

### 1.3.1.2. 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 a la resistencia de la estructura (Ver figura 1.3).

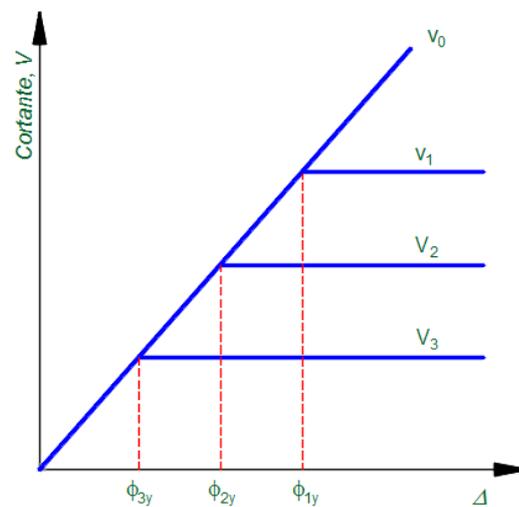


Figura 1.3. Desplazamiento de fluencia en DBF (Suarez, 2009)

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

Al utilizar factores de reducción de resistencia  $R$ , para reducir la demanda elástica de resistencia, se induce así 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.

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

Utiliza factores  $R$  constantes para cada tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobrerresistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que  $R$  no cambia con el periodo y tipo de suelo.

El método de diseño directo basado en desplazamientos brinda solución a los problemas atribuidos al método tradicional, 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.

Debido a estas falencias y amenazas sísmicas en los últimos años se ha implementado métodos para contrarrestar dichos problemas y limitaciones y uno de ellos es el método Diseño Basado en Desplazamientos (DDBD) que es una herramienta que se ha ganado popularidad para el diseño de edificaciones regulares ya que brindan un sinnúmero de ventajas ante los métodos tradicionales basados en fuerzas.

Por lo expuesto, surge la idea de desarrollar esta tesis con la intención de contribuir a la mejora del comportamiento sísmico de las estructuras de concreto armado mediante el método basado en desplazamientos.

### **1.4. Objetivos**

#### **1.4.1. Objetivo general**

Proponer una metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos para mejorar el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado.

#### **1.4.2. Objetivos específicos**

1. Aplicar a una edificación con planta regular aporticada de concreto armado de mediana altura el método directo basado en desplazamientos.
2. Realizar la verificación del diseño mediante un análisis estático no lineal para comprobar el comportamiento sísmico de la estructura.

3. Proponer una propuesta de incorporación del diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras aporticadas de concreto armado en la Norma Peruana de diseño sismorresistente.

### 1.5. Conceptos Básicos

Para la formulación del método basado en desplazamientos es necesario precisar un alcance a través de unos conceptos básicos para el entendimiento y asimilación de la metodología.

#### 1.5.1. Propiedades mecánicas de los materiales constitutivos del concreto armado

Los estados límite describen el nivel de daño impuesto por el sismo sobre la edificación (mencionado en la sección 2.3), evidentemente tales daños están relacionados con la deformación impuesta sobre los materiales que conforman los elementos, tales como el concreto y el acero de refuerzo para edificios de concreto armado.

Para ello, definimos las leyes constitutivas (relación esfuerzo – deformación unitaria) tanto para el acero como para el concreto. Para el caso del acero y como usualmente ocurre en ensayos monótonos de barras corrugadas, se define una curva de sobrerresistencia post-fluencia cuyo esfuerzo máximo  $f_{su}$ , suele ser de 1.35 a 1.50 veces mayor a  $f_y$  en aceros de grado 60. La deformación unitaria a la fluencia  $\epsilon_y$  se estima con  $f_y/E_s$ , al final de la platea de fluencia inicial y antes del inicio del endurecimiento, la deformación unitaria  $\epsilon_{sh}$  es en promedio 0.008, el final de la curva marca el inicio de la fractura del refuerzo y su deformación unitaria  $\epsilon_{su}$  comúnmente varía de 0.10 a 0.12, para propósitos de diseño y control de daños puede tomarse como último valor a  $0.6\epsilon_{su}$ .

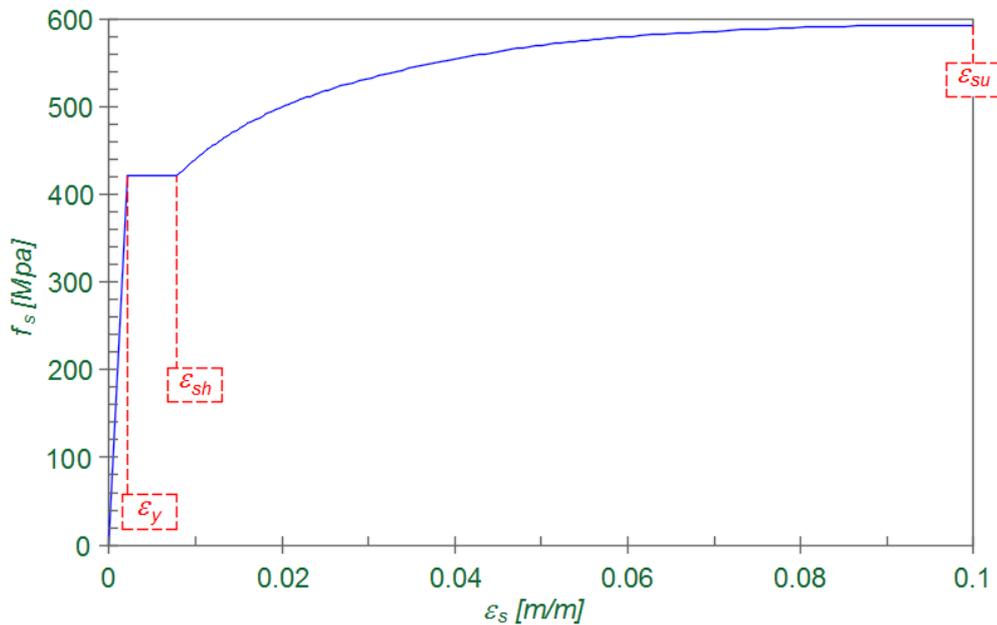


Figura 1.4. Curva esfuerzo deformación del acero corrugado grado 60, (Mander, Priestley and Park, 1988)

En el análisis estructural que se realizará, el criterio tomado para definir el inicio de la fluencia del acero en tensión fue considerar  $1.1 \varepsilon_y$  (0.0023), y como se indicó,  $0.6 \varepsilon_{su}$  (0.06) para la fractura del mismo.

En caso del concreto, se debe modelar tanto el concreto no-confinado (recubrimiento), como el concreto confinado (núcleo), para ello, se trabajará con el modelo unificado de Mander, Priestley and Park (1988). Usualmente se alcanza una deformación unitaria del concreto no confinado  $\varepsilon_{co}$  de 0.002 a la resistencia máxima de diseño  $f'c$ ; conservadoramente como se puede ver en la figura 1.5, puede utilizarse una deformación unitaria de  $2\varepsilon_{co}$  (0.004) para propósitos de diseño y como criterios de verificación del inicio del desprendimiento del recubrimiento de concreto en los elementos.

Como puede verse, el efecto de confinamiento mejora la resistencia y sobretodo, la capacidad de deformarse de los elementos, al mismo tiempo que evita el pandeo lateral del refuerzo longitudinal por acción cíclica de las cargas y previene fallas frágiles debido a esfuerzos de corte; a su vez, todas estas características dependen del espaciamiento entre estribos transversales, diámetro y del número y distribución de varillas longitudinales (Mander et. al., 1988).

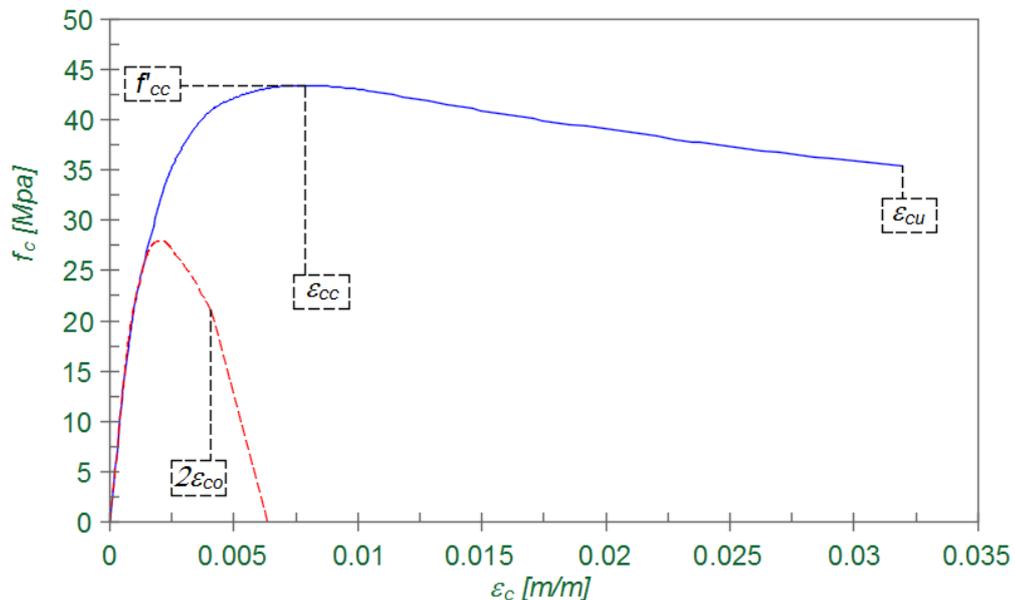


Figura 1.5. Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado y no-confinado, (Mander, Priestley and Park, 1988)

La deformación unitaria máxima del modelo confinado  $\epsilon_{cc}$ , correspondiente a la máxima resistencia alcanzada  $f'_{cc}$ , define el inicio en que el concreto del núcleo empieza a fracturarse y por tanto a degradarse, valores típicos de 0.007 a 0.008 de deformación unitaria caracterizan este nivel de daño.

### 1.5.2. Diagrama de momento – curvatura ( $M - \phi$ )

Los diagramas de momentos curvatura se utilizan en el diseño basado en desplazamientos para deducir analíticamente el comportamiento tanto lineal como no lineal de secciones de concreto armado. Mediante esta herramienta se pueden hallar los estados límite de la sección. A continuación se mencionan las suposiciones para la elaboración de un diagrama de momento curvatura.

- Las secciones planas permanecen planas durante la carga del elemento.
- La deformación del concreto y el acero son iguales a una misma distancia del eje neutro, lo que supone una adherencia perfecta entre los dos materiales.
- Las propiedades lineales y no lineales del concreto y el acero de refuerzo son conocidas de antemano.
- La resistencia a tensión de concreto se ignora.
- Las cargas axiales se aplican en el centroide de la sección.

### 1.5.3. Ductilidad

La propiedad de la sección de los elementos que conforman la estructura de poder deformarse sin llegar a su degradación total o parcial, perdiendo su capacidad de resistir esfuerzos. Y define qué tanto puede deformarse la sección hasta llegar a la falla. La importancia de la ductilidad en los elementos estructurales radica en su capacidad de absorción de energía por fuera del rango elástico, de manera que ésta pueda deformarse sin colapsar.

Para poder aplicar el método de diseño basado en desplazamientos propuesto por Priestley et. al. (2007), es necesario conocer la ductilidad de desplazamiento de la estructura, requerida para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente, uno de los datos básicos utilizados en este método (Pérez, 2011).

Los principales valores usados en la definición de la ductilidad teórica de un elemento son:

- Desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ .
- Desplazamiento de diseño elegido o establecido por la Norma  $\Delta_d$ .
- Desplazamiento máximo que la estructura es capaz de soportar  $\Delta_{m\acute{a}x}$  o  $\Delta_u$ .
- Demanda de ductilidad de desplazamiento  $\mu_{\Delta} = \Delta_d/\Delta_y$ .
- Capacidad de ductilidad de desplazamiento  $\mu_{\Delta} = \Delta_u/\Delta_y$ .

La ductilidad de desplazamiento es una propiedad global de la estructura y sus elementos, que incide más sobre los daños a elementos no estructurales que sobre los daños a la estructura (Pérez, 2011).

No existe un consenso sobre la definición del **desplazamiento de fluencia** de una estructura  $\Delta_y$  (ver figura 1.6). Se han propuesto, entre otras, las siguientes definiciones:

1. Intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal.
2. El desplazamiento al inicio de la fluencia.
3. Intersección de la rigidez secante en el punto de fluencia inicial con la resistencia nominal.

Tampoco existe consenso sobre la definición del **desplazamiento de rotura**.

4. El desplazamiento en el punto de la resistencia máxima.
5. El desplazamiento correspondiente a una degradación del 20 o del 50% de la resistencia máxima (o de la nominal).
6. El desplazamiento correspondiente a la fractura del refuerzo transversal.

Debido a las faltas de consenso mencionados, tampoco es posible evaluar inequívocamente la ductilidad de desplazamiento  $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ . Con base a la figura 1.6, y dependiendo de las definiciones que se adopten, el valor de la capacidad de ductilidad podría variar desde  $\mu = \Delta_6/\Delta_1$  hasta  $\mu = \Delta_4/\Delta_3$ . Esto explicaría tal vez las diferencias grandes en los valores de los factores de ductilidad  $\mu$  usados en diferentes Normas de diseño (Pérez, 2011).

Una de las ventajas del método diseño basado en desplazamientos es que en lugar del concepto de ductilidad usa un amortiguamiento viscoso equivalente, como se verá en la sección 5.1, con lo cual el valor de las fuerzas sísmicas de diseño es menos sensible al valor de la ductilidad  $\mu$ , diferente a lo que ocurre con los métodos de diseño basado en fuerzas.

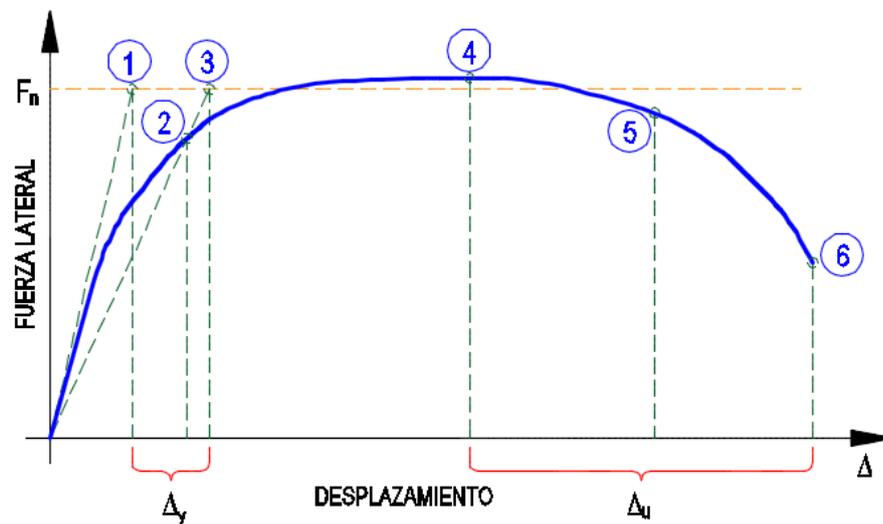


Figura 1.6. Diferentes definiciones de los desplazamientos de fluencia y de rotura (Adaptado de Priestley).

La ductilidad de curvatura es una propiedad local diferente para cada viga, columna de la estructura; su valor es generalmente mayor que la ductilidad de desplazamiento; tiene mayor incidencia sobre los daños de la estructura. Para su

definición existen las mismas dificultades mencionadas respecto a la ductilidad de desplazamiento.

#### 1.5.4. Amortiguamiento viscoso equivalente

Es necesario para el diseño relacionar la ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta} = \Delta_d/\Delta_y$ ) con el amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ). El amortiguamiento viscoso equivalente tiene una componente elástica ( $\xi_{el}$ ) y una componente inelástica ( $\xi_{hist}$ ). Normalmente para estructuras de concreto armado, el amortiguamiento elástico es del 5% respecto al crítico, mientras que para el amortiguamiento inelástico se han realizado diversos estudios sobre la manera de estimar el amortiguamiento inelástico, se puede hallar de acuerdo a la propuesta de Jacobsen (1960), donde el amortiguamiento inelástico, es igual a la relación entre el área encerrada de un ciclo de histéresis completo y  $2\pi$  veces producto de la fuerza ( $F_m$ ) y desplazamiento ( $\Delta_m$ ), máximos, que se desarrollan durante el ciclo de carga (ecuación 1.4).

$$\xi_{hist} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (1.4)$$

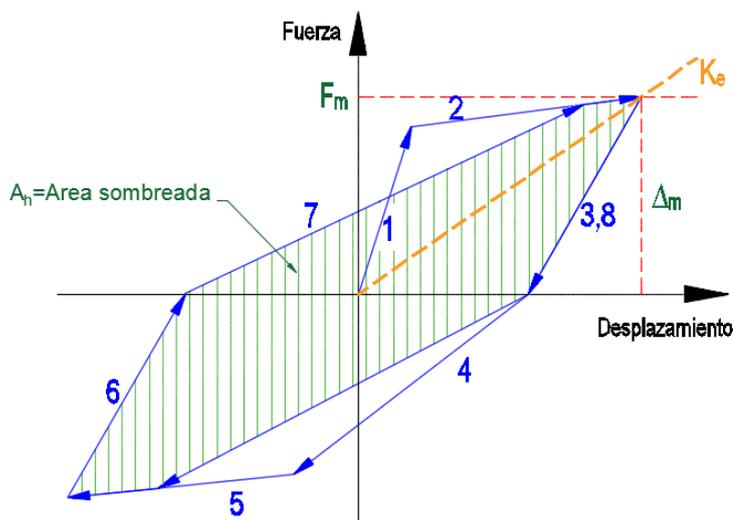


Figura 1.7. Área de histéresis para el cálculo del amortiguamiento (Adaptado de Priestley et. al., 2007)

La forma de la curva de histéresis y por tanto la energía absorbida en el ciclo de carga, depende del tipo de material y su comportamiento en el rango inelástico.

Por tanto existen diversas formas de respuesta histerética, algunas de las más importantes se muestran en la siguiente figura.

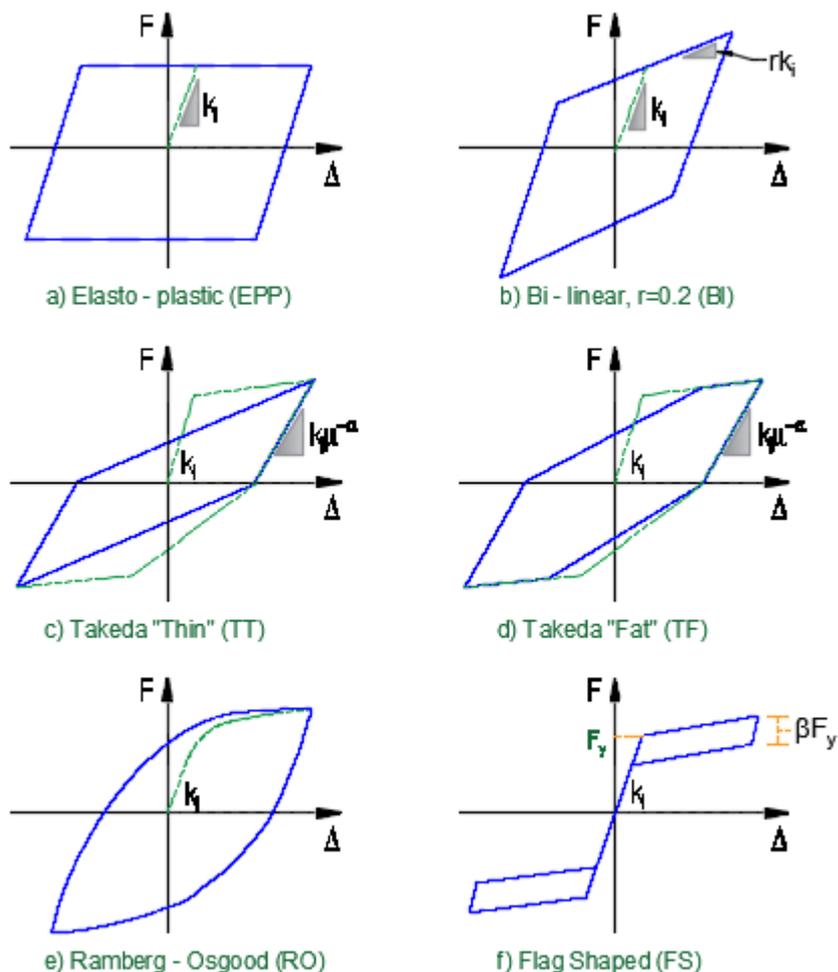


Figura 1.8. Reglas histeréticas consideradas en análisis inelástico tiempo - historia (Adaptado de Priestley et. al., 2007)

## 1.6. Antecedentes

Por lo general el diseño sismo 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 Suarez (2009), el método de diseño basado en desplazamientos 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 sismorresistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para la estructura, y solo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

## CAPITULO II

### 2. FUNDAMENTO TEORICO CIENTIFICO

Las deficiencias de los métodos tradicionales basados en fuerzas, han dado lugar a una serie de propuestas de diseño basado en desplazamientos, estos métodos de diseño sismorresistente basado en desplazamientos son muy simples, pero todavía no se han divulgado lo suficiente como para ser incorporado en las normas actuales de diseño.

Así como señala Pérez (2011), actualmente existen varias propuestas de métodos basados en desplazamientos: Priestley – Calvi – Kowalski, Browning, Chopra – Goel, Aschheim – Black, Freeman, Restrepo J.I, Fajfar, etc. La formulación más completa hasta ahora es la de Priestley, Calvi, Kowalski (2007), sobre todo para edificios regulares; ellos presentan además una propuesta de Código en el Capítulo 14 de su libro – “Draft Displacement – Based Code for Seismic Design of Buildings”. A continuación se describen algunas propuestas:

- Priestley – Kowalski (2000) y Priestley – Calvi – Kowalski (2007): Proponen un Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD). Se parte del desplazamiento deseado o de diseño y se halla en un espectro de desplazamientos el máximo periodo admisible para cumplir esa condición. Con el periodo y con la masa del edificio se deduce la rigidez necesaria y de allí la resistencia de diseño. Se usa una estructura elástica de rigidez equivalente a la estructura inelástica.
- Chopra – Goel (2001): Estiman la deformación de fluencia de la estructura y con base en el desplazamiento de diseño, deducen la ductilidad de diseño. Usan espectros inelásticos de desplazamiento para diferentes ductilidades, que permiten leer para esa ductilidad y el desplazamiento de diseño el periodo correspondiente y una rigidez inicial o de fluencia. Conocido el desplazamiento de fluencia y la rigidez inicial, deducen la fuerza de diseño o de fluencia. Se ajustan las dimensiones de los elementos de la estructura y se repite el procedimiento hasta su convergencia.

- Aschheim – Black: Definen espectros inelásticos donde se representan el cortante de fluencia contra el desplazamiento de fluencia, para varios niveles de ductilidad, concepto similar al de los espectros de capacidad de Freeman et al. (1975). A partir del desplazamiento deseado se pueden encontrar diferentes combinaciones de ductilidad y desplazamiento de fluencia; se escoge el límite de ductilidad según el grado de desempeño deseado y de allí se deducen el desplazamiento de fluencia requerido y el cortante sísmico de diseño correspondiente en el espectro.
- Freeman (1998) – Método del espectro de Capacidad: Es más apropiado para verificar el comportamiento de una estructura ya diseñada. El espectro de capacidad representa los desplazamientos en función de las aceleraciones; los periodos de vibración son radios que pasan por el origen. Se usan curvas de interacción para diferentes grados de amortiguamiento y sobre la gráfica pueden representarse cómodamente los resultados de un análisis tipo “push – over” de la estructura y analizar su comportamiento para diferentes estados de deformación.
- Fajfar (2000): Es similar al método de Freeman, pero usa espectros de Aceleraciones vs Desplazamientos para diferentes ductilidades, en lugar de amortiguamientos. Usa un esquema elasto – plástico simplificado bi – lineal en lugar de un “push – over” elaborado, para verificar el comportamiento de la estructura en diferentes etapas de deformación.
- Restrepo J. I. (2006): Propone el uso de espectros de desplazamientos ajustados para tener en cuenta las incertidumbres en la demanda y en la sobrerresistencia de los materiales. La pendiente del espectro de desplazamientos, en la zona de velocidad constante, es función de la probabilidad de excedencia del sismo de diseño. El diseño de la estructura parte de ductilidades de curvatura de los elementos escogidas de antemano; determina el desplazamiento de fluencia de la estructura y el desplazamiento ultimo de diseño, para encontrar la ductilidad de desplazamiento del sistema; luego deduce sobre el espectro de desplazamientos el máximo periodo admisible para cumplir requisitos de un diseño basado en desempeño y ello permite a su vez obtener la fuerza cortante de diseño.

En esta investigación el método de diseño basado en desplazamientos presentados por Priestley et al. (2007), se tomará como referencia principal para la base teórica.

Los conceptos fundamentales usados por éste método son:

- El comportamiento inelástico de la estructura se puede simular con un oscilador equivalente de un solo grado de libertad de rigidez elástica secante en el estado límite de diseño.
- Se usa un espectro de desplazamientos de diseño, modificado por un coeficiente de amortiguamiento equivalente a la ductilidad.
- El desplazamiento de fluencia de la estructura es un valor geométrico constante, independiente de la resistencia.
- La rigidez de la estructura es proporcional a su resistencia de diseño.

### **2.1. Fundamentos y descripción del método: Diseño sísmico basado en desplazamientos**

Gulkan y Sozen (1974), propusieron el uso de un amortiguador viscoso equivalente  $\xi_{eq}$ , en lugar de la ductilidad, para cuantificar el comportamiento inelástico de una estructura de concreto sometida a un sismo. También propusieron representar la estructura real (VGDL) mediante un oscilador de un solo grado de libertad (1GDL) con una rigidez secante elástica equivalente  $K_{eff}$ , para simular el comportamiento de la estructura en su estado límite. Estos dos conceptos son la base de la “estructura sustituta” elástica equivalente (Shibata, A. Sozen, M. en 1976), cuya respuesta puede evaluarse con ayuda de espectros de respuesta elástica elaborados para el amortiguamiento apropiado.

La metodología mostrada esquemáticamente en la figura 2.1, muestra un resumen del método de diseño basado en desplazamientos. En la figura 2.1 (a), considera la representación de un edificio aporticado por un sistema de un grado de libertad (1GDL) de masa equivalente y altura equivalente sometido a una fuerza total  $F$ . En la figura 2.1 (b), se muestra la curva bilineal de la respuesta de la estructura ante la carga aplicada. Una rigidez inicial elástica de la estructura  $K_i$  es seguida por una rigidez post fluencia  $rK_i$ , representa la reducción de la rigidez, producto de la respuesta inelástica, una vez que la estructura supera el desplazamiento de

fluencia  $\Delta_y$ . El método DDBD caracteriza el comportamiento global de la estructura mediante la rigidez secante  $K_{eff}$ , en el punto máximo  $\Delta_d$  de la respuesta, y un amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  que representa la combinación del amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.

Con el desplazamiento de diseño en la respuesta máxima determinada y el amortiguamiento viscoso equivalente calculado para la demanda de ductilidad figura 2.1 (c), se obtiene el periodo efectivo  $T_e$  en el punto de respuesta máxima medido a la altura efectiva  $H_e$  del sistema equivalente de un grado de libertad figura 2.1 (d).

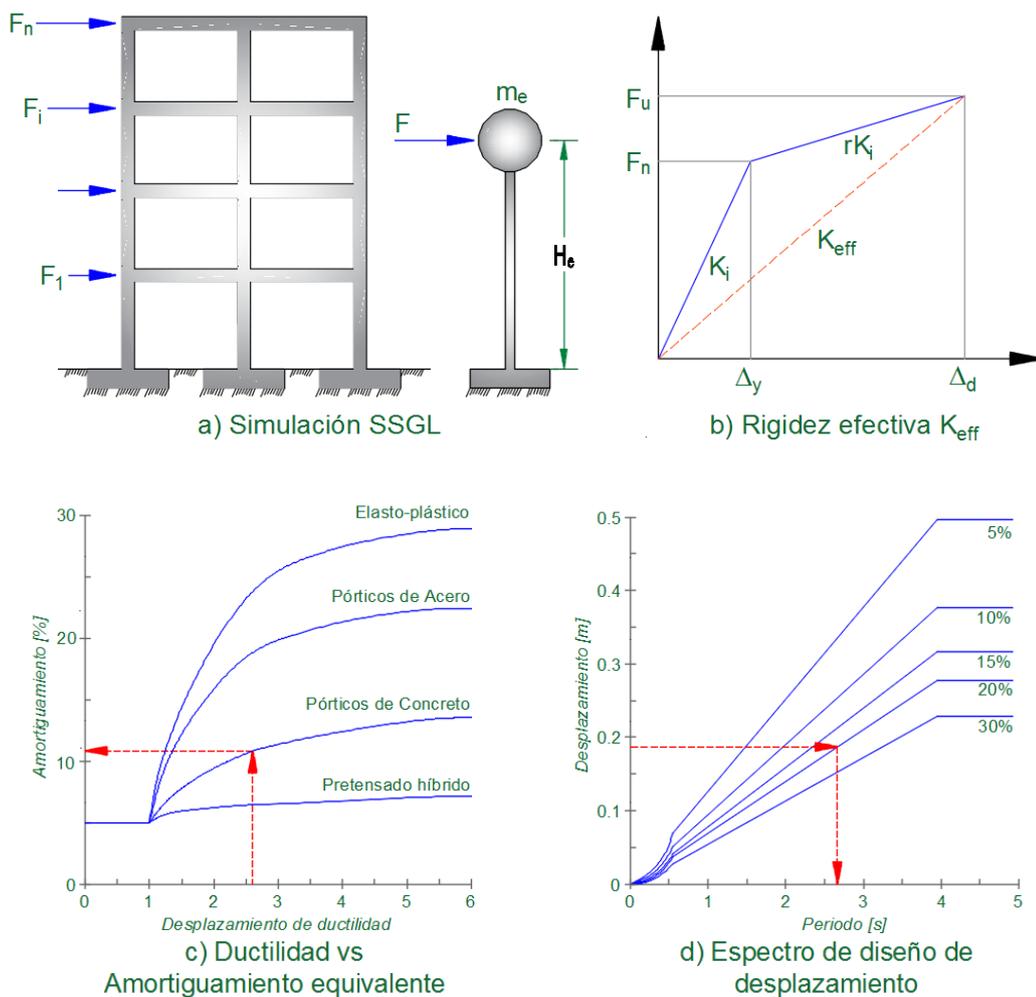


Figura 2.1. Fundamentos del enfoque DBD (Adatado de Priestley et al., 2007)

El concepto de diseño es en consecuencia muy simple, que una vez determinadas las características de la estructura sustituta, el desplazamiento de diseño y desarrollo del espectro de diseño de desplazamiento, no existe una mayor complejidad.

## **2.2. Comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado**

Para sismos moderados las estructuras de concreto armado se mantienen, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal, a medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 por ciento de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados (Ordóñez, 2015).

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal y sin daño, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para que se mantenga dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño. El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformación inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirán si su comportamiento fuese elástico – lineal. En forma simplificada, se elige un mecanismo de comportamiento inelástico de la estructura que garantice la ductilidad deseada y se diseñan las secciones críticas de dicho mecanismo (aquellas donde se desea aparezcan articulaciones plásticas) para las fuerzas que se generan en ellas según el sismo de diseño. Después se revisa el resto de las secciones para los diferentes estados límite, con

las fuerzas que aparecen en ellas al formarse el mecanismo y aplicando un factor de seguridad adicional para garantizar que no alcancen su capacidad cuando se forme el mecanismo (Ordóñez, 2015).

### **2.2.1. Comportamiento de estructuras aporricadas**

Dado que el comportamiento ante cargas laterales de un pórtico está regido por las deformaciones de flexión de sus vigas y columnas, el sistema presenta una resistencia y rigidez a cargas laterales relativamente bajas, a menos que las secciones transversales de estos elementos sean extraordinariamente robustas. Los edificios a base de pórticos resultan en general considerablemente flexibles y en ellos se vuelve crítico el problema de mantener los desplazamientos laterales dentro de los límites prescritos por las Normas. La alta flexibilidad de los edificios a base de pórticos da lugar a que se periodo fundamental resulte en general largo, esto es favorable cuando el espectro de diseño tenga ordenadas que se reduzcan fuertemente para periodos largos, como ejemplo típico son los edificios desplazados en suelos firmes (Ordóñez, 2015).

## **2.3. Diseño Sísmico por desempeño**

### **2.3.1. Objetivo de Desempeño**

Como señalan Revilla y Pari (2012), es el nivel de respuesta máxima que se desea alcanzar cuando la edificación está sometida a un determinado nivel de sismo; la respuesta es caracterizada a partir de una descripción de los daños máximos permitidos según el tipo o importancia de la edificación.

Las características de la respuesta relacionan tanto los daños estructurales como los daños no-estructurales de la edificación y pueden ser denominados independientemente como “desempeño estructural” y “desempeño no-estructural”, la medida del daño permisible está definida por los “niveles de desempeño” o “estados límite”.

Los niveles de desempeño según la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), está definido en cuatro niveles:

- Totalmente operacional
- Operacional

- Seguridad de vida
- Prevención al colapso

Cuando el diseño de la edificación implique la aceptabilidad de daño, debe cuidarse que estos sean económicamente reparables, entendiéndose por esto que los costos deben ser tal que se elimine la posibilidad de reemplazar la edificación completa o gran parte de ella después del evento sísmico. Para lograrlo, el diseño deberá garantizar un “control de daños” estructurales y no estructurales, el mismo que será definido por el diseñador, como por ejemplo proveer un adecuado mecanismo de falla del sistema o demandas de ductilidad necesarias, también debe evitarse desplazamientos residuales excesivos posteriormente. La idea de controlar los daños es para evitar demoler las edificaciones aun cuando estas hayan cumplido la función de salvaguardar las vidas humanas posteriores a un evento con nivel de sismo raro.

El nivel de peligro sísmico, según la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAO, 1995), está representado por cuatro “niveles de sismo” principalmente:

- Sismo frecuente
- Sismo ocasional
- Sismo raro
- Sismo muy raro

Cada nivel debería representar la historia sísmica de una región en particular.

Para un mejor entendimiento y control, los niveles de sismo y los niveles de desempeño de diseño se interrelacionan en una matriz como se muestra en la figura 2.2, cada recuadro indica un objetivo de desempeño.

		<b>Niveles de Desempeño</b>			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
<b>Niveles de Sismo</b>	Frecuente 50%/30años (43 años)	●	x	x	<b>Desempeño Inaceptable (para nuevas edificaciones)</b>
	Ocasional 50%/50años (72 años)	●	●	x	
	Raro 10%/50años (475 años)	●	●	●	x
	Muy Raro 10%/100años (950 años)	●	●	●	●

Diagonal de Objetivos: **Objetivo de Seguridad Crítica** (de Frecuente/Operacional a Muy Raro/Operacional), **Objetivo Escencial** (de Frecuente/Operacional a Muy Raro/Seguridad de Vida), **Objetivo Básico** (de Frecuente/Operacional a Muy Raro/Prevención al Colapso).

Figura 2.2. Objetivos de desempeño (Visión 2000, proyecto SEAOC)

El objetivo de desempeño denominado “objetivo básico” puede ser aplicado a edificaciones comunes tales como viviendas, oficinas, hoteles, etc., equivalente a la categoría C “edificaciones comunes” de la norma técnica peruana (E.030 diseño sismorresistente).

El “objetivo esencial” puede ser aplicado a edificaciones que alberga gran cantidad de personas tales como estadios, museos, teatros, etc., y es equivalente a la categoría B “edificaciones importantes” de la norma técnica peruana (E.030 diseño sismorresistente).

El “objetivo de seguridad crítica” puede ser aplicado a edificaciones que no deben interrumpirse después de ocurrido un sismo tales como hospitales, estación de bomberos, policías, refugios, etc., o edificaciones cuyo daño implicaría riesgo de explosiones o contaminación ambiental y radiactiva. Este objetivo es equivalente a la categoría A “edificaciones esenciales” de la norma técnica peruana (E.030 diseño sismorresistente).

Debemos tener en cuenta que cada tipo de edificaciones de acuerdo al uso para el cual este destinado, no necesariamente debe pertenecer al objetivo de desempeño descrito en los párrafos superiores, ya que, de ser el caso, son los

inversionistas de la edificación junto con su equipo de asesores e ingenieros de diseño, quienes pueden determinar el desempeño final de la estructura de acuerdo a las posibilidades económicas disponibles, siempre y cuando no se atente contra la seguridad de la población.

### **2.3.2. Niveles Sísmicos**

Según la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), se define como el nivel de movimiento de terreno asociado a una frecuencia de ocurrencia en años de acuerdo al marco local sísmico. Se definen probabilísticamente las siguientes:

- **Sismo Frecuente**

Es aquel sismo que tiene una probabilidad de 50% de ser excedido en un periodo de tiempo 30 años y tiene un periodo de retorno de aproximadamente 43 años.

- **Sismo Ocasional**

Es aquel sismo que tiene una probabilidad de 50% de ser excedido en un periodo de tiempo de 50 años y tiene un periodo de retorno de aproximadamente 72 años.

- **Sismo Raro**

Es aquel sismo que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en un periodo de tiempo de 50 años y tiene un periodo de retorno de aproximadamente 475 años.

- **Sismo Muy Raro**

Es aquel sismo que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en un periodo de tiempo de 100 años y tiene un periodo de retorno de aproximadamente 950 años.

Es importante hacer mención que el nivel de sismo debe determinarse para cada localidad en particular, con esto referimos a que por ejemplo para el Perú, no debería existir un solo modelo de demanda sísmica (espectro de diseño) aplicable a todo el país, sino que cada región sísmica debe poseer su propio nivel de demanda de sismo según las características geológicas, morfológicas y geométricas entre la región y el punto de origen sísmico.

En la figura 2.3 se representa de manera sencilla las características geológicas por las que atraviesa la onda sísmica y las características geométricas tales como la profundidad, distancia focal y epicentral de la fuente sísmica hacia alguna región, a esto debemos añadir la morfología local regional que tiene influencia en los cambios de dirección y rebote al que pueden estar sometido las ondas del sismo (ondas superficiales y ondas internas); para propósitos de diseño en ingeniería estructural, determinar la influencia de todos estos factores en el diseño es complicado, afortunadamente todas estas características ya están plasmadas en la onda sísmica que superficialmente son registradas por los sismógrafos.

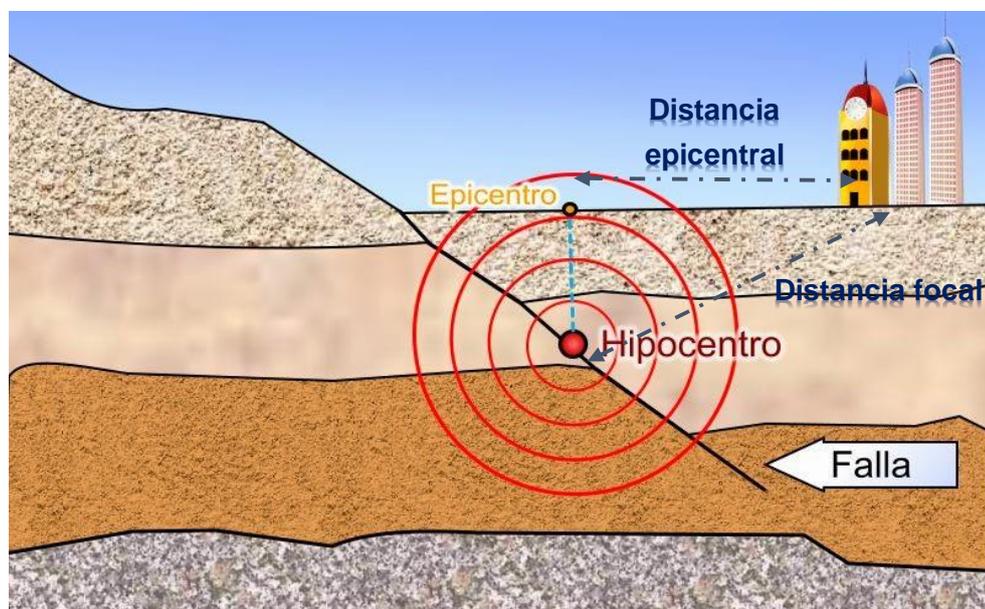


Figura 2.3. Representación de las características geológicas y geométricas existentes desde la fuente sísmica hacia una región (Adaptado de <http://biogeotesttoni.blogspot.pe/2015/06/2-ctm-dinamica-interna.html>)

### 2.3.3. Niveles de desempeño

También llamados “estados límites” y se definen como la máxima repuesta de daño o comportamiento no-lineal que se espera que ocurra tanto en el sistema estructural como en el sistema no-estructural de una edificación. Los estados límites son una escala de desempeño que como máximo se debe alcanzar de acuerdo al uso de la edificación; el término “máximo” tras la definición de estados límite, podría también afectar la magnitud de inversión económica en el proyecto para alcanzar el comportamiento esperado.

Según la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), se define cuatro niveles de desempeño:

- **Totalmente Operacional**

Este es un estado que se espera alcance una edificación de “objetivo básico” cuando está sometida a un sismo frecuente (baja intensidad), o a una edificación de “objetivo esencial” cuando está sometida a un sismo ocasional (Intensidad media), o a una edificación de “objetivo de seguridad crítica” cuando está sometida a un sismo raro (gran intensidad), como puede verse en la figura 2.2.

Es muy difícil de creer que una estructura permanezca con este estado límite cuando pueda estar sometida a un sismo muy raro (intensidad extrema), claro que esto depende de la definición de sismo “muy raro” para cada región. Las características post-evento que se encuentran en las edificaciones que satisfacen este límite son las siguientes:

Es probable la aparición de fisuras en el concreto producto de la fluencia de acero longitudinal en algunos elementos, esto no debería requerir ninguna intervención de reparación.

- **Operacional**

Ninguna clase de edificación puede alcanzar las características de daño correspondientes a este estado límite cuando ocurre un sismo frecuente, se espera que este nivel de desempeño sea alcanzado por una edificación de “objetivo básico” bajo la acción de un sismo ocasional, o por una edificación de “objetivo esencial” bajo la acción de un sismo raro, o por una edificación de “objetivo de seguridad crítica” bajo la acción de un sismo muy raro. Este es el estado límite que se espera que se comporten la mayoría de las edificaciones esenciales.

Las características post-evento que se encuentran en las edificaciones que satisfacen este límite son las siguientes:

En este estado límite la edificación incurre en comportamiento no-lineal, hay fluencia en el acero de tensión, el concreto se fisura y puede haber desprendimiento del revestimiento en algunos elementos dúctiles, la gran mayoría de las fisuras no necesita reparación como procedimientos de inyección de grout líquido. Podrían dañarse algunas instalaciones que no

presenten juntas flexibles o componentes que no estén fijados a partes más resistentes, situación que no debería ocurrir. Todas las pequeñas reparaciones, pueden realizarse sin necesidad de interrumpir la funcionabilidad del edificio.

- **Seguridad de Vida**

Ninguna clase de edificación puede alcanzar las características de daño correspondientes a este estado límite cuando ocurre un sismo frecuente o un sismo ocasional, se espera que este nivel de desempeño sea alcanzado por una edificación de “objetivo básico” cuando está sometido a la acción de un sismo raro, o por una edificación de “objetivo esencial” bajo la acción de un sismo muy raro.

Las características post-evento que se encuentra en las edificaciones que satisfacen este límite son las siguientes:

Para este estado límite la edificación experimenta mayores daños estructurales y no-estructurales, las rotulas plásticas son más notorias, hay mayor desprendimiento del recubrimiento y las grietas son más notables, en este nivel de daño todavía es posible, económicamente hablando, reparar los elementos estructurales y no-estructurales de concreto en lugar de reemplazarlos. Muchos de los contenidos pueden resultar dañados, pero sobretodo, ninguno de estos daños puede ocasionar el peligro suficiente como para alcanzar pérdida de vidas humanas tanto en el interior como al exterior de la edificación; sin embargo pueden aparecer peligros secundarios tales como incendios o derrames de algunas sustancias.

- **Prevención al Colapso**

Ninguna clase de edificación puede alcanzar las características de daño correspondientes a este estado límite cuando ocurre un sismo frecuente o un sismo ocasional o un sismo raro, se espera que este nivel de desempeño sea alcanzado por una edificación de “objetivo básico” cuando está sometido a la acción de un sismo muy raro.

Las características post-evento que se encuentran en las edificaciones que satisfacen este límite son las siguientes:

En este estado límite los daños son más graves en la edificación tanto para el sistema estructural como para el no-estructural, el desprendimiento de cuerpos puede ocasionar lesiones más graves en los ocupantes y es probable

que para la edificación ya no sea económicamente factible su reparación; el diseñador debe proveer resistencia adicional suficiente como para soportar las cargas verticales y evitar el colapso parcial o total del edificio. Es muy probable que posterior al evento, la edificación experimente deformaciones residuales muy grandes.

- **Control de Daño**

Como se ha mencionado, se debe controlar los daños que ocurrirán entre los niveles de operacional y seguridad de vida, por tanto, este nivel controla las diferentes formas de daño para evitar pérdidas económicas cuantiosas bajo acciones de diseño.

La figura 2.4 representa la curva fuerza – deformación de respuesta global de la edificación, los estados límite descritos anteriormente.

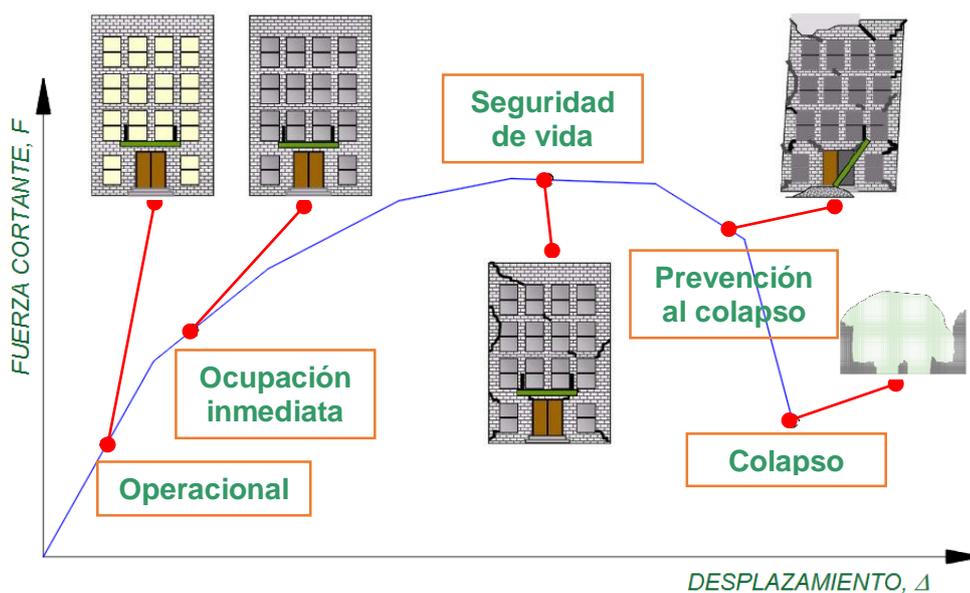


Figura 2.4. Estado límite o niveles de desempeño para edificaciones  
(Adaptado de FEMA-389, 2004)

La curva anterior representa la envolvente del ciclo histérico del comportamiento de una edificación, la forma en la curva de capacidad puede ser distinta según el tipo y configuración de la misma, la ubicación de un estado límite en la curva de capacidad es mejor representada en términos de la magnitud del desplazamiento o degradación de la rigidez (daño). De esta figura podemos deducir que el daño se correlaciona mejor con las deformaciones y no con las fuerzas.

### 2.3.3.1. Selección del Nivel de Desempeño

La selección de la respuesta límite para una edificación, según Revilla y Pari (2012), no solo debe estar supeditado al nivel de sismo, en muchas metodologías actuales y pasadas se considera que la estructura de un edificio debiera ser diseñado para el “sismo de diseño”, y los componentes y sistema no-estructural ser diseñados para tales demandas; pero los requerimientos de comportamiento y modelos caprichosos de gran cantidad de edificaciones tales como museos, teatros, edificaciones con gran detalle arquitectónico o histórico, o por otro lado, edificaciones con poco o nada de estas características tales como los muelles, embarcaderos, puentes, etc. Demandan diferentes magnitudes de ductilidad a pesar de que pertenezcan a un mismo grupo que los caracteriza, tal como que sean del mismo material o que tengan el mismo sistema estructural (pórticos) o que puedan estar ubicados en una región en común; a pesar de ello, el nivel de desempeño que deben alcanzar respecto al control de daños durante el evento sísmico son distintos.

El simple hecho de limitar los desplazamientos inelásticos finales de la edificaciones no es del todo correcto según lo mencionado en el párrafo anterior, por ejemplo en la tabla N° 11 del numeral 5.2 (desplazamientos laterales relativos admisibles) de la Norma Técnica peruana E.030, se indica los máximos valores de deriva de entrepiso según el material predominante de construcción solamente, esto haría que para dos edificaciones construidos en base a pórticos de concreto armado deban alcanzar como máximo una deriva de 0.7% a pesar que uno tenga muchos componentes y elementos no-estructurales, y el otro no; al mismo tiempo, un buen diseño que garantice buen comportamiento dúctil y estable cuando se incurre en el rango inelástico, es probable que otorgue a la estructura (sin elementos no-estructurales) capacidad de derivas de hasta 0.012 sin que sufra daños que requieran reparación estructural y de hasta 0.025 sin que los daños sean irreparables en edificaciones de concreto armado. Esto definitivamente nos dice que el hecho de normar un solo valor para la deriva de entrepiso para todas las edificaciones de concreto armado es ilógico y además, en caso del Perú, muy exagerado en limitar a una deriva muy pequeña (0.7%) comparados con los indicados en este párrafo.

El ejemplo presentado nos lleva a pensar que las derivas de entrepiso o en general, la respuesta de una edificación bajo la acción sísmica, no solo debe estar basado en condiciones del material, sino que también, se debe tomar en cuenta si el diseño estará gobernado por los elementos no – estructurales (además del tipo de estos elementos), o por estado límite del material.

El siguiente cuadro muestra valores de derivas de entrepiso para edificaciones de pórticos de concreto armado para diferentes estados límite (FEMA 356):

*Tabla 2.1. Derivas de entrepiso (DRIFT)*

Niveles de Desempeño	Drift (%)	Residual Drift (%)
Totalmente Operacional	0.7	-
Operacional	1.2	-
Seguridad de Vida	2.0	1.0
Prevención al Colapso	4.0	4.0

*Fuente: FEMA 356 (2000)*

#### **2.3.4. Filosofía de Diseño Sismorresistente en el Perú**

Actualmente en el Perú, los objetivos de desempeño están regulados por la filosofía de diseño sismorresistente que se establece en la Norma Técnica E.030 del RNE, el cual establece lo siguiente:

- Evitar pérdida de vidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

Así mismo establece principios que limitan la respuesta de la edificación durante la ocurrencia de principalmente dos sismos, se muestran a continuación:

- a) La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

- b) La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c) Para las edificaciones esenciales, definidas en la tabla N° 5 de la norma E-030, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

La falta de información en esta filosofía deja a la libre interpretación cada uno de sus principios, no siendo así claro ni específico de cómo alcanzar algún objetivo de desempeño. Definitivamente estos principios deben ser profundizados y mejorados para que el diseñador sepa desde el inicio hacia donde va.

En esta investigación se trabaja con los niveles de desempeño y valores de deriva de la tabla 2.1, debido a que el código peruano prácticamente imposibilita el diseño de edificaciones de pórticos de concreto armado por los bajos valores de deriva de entrepiso normados.

## **CAPITULO III**

### **3. MARCO METODOLOGICO**

#### **3.1. Hipótesis**

La propuesta de la metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos permitirá mejorar el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado.

#### **3.2. Variables e indicadores**

##### **3.2.1. Identificación de la Variable Independiente**

- Diseño sísmico basado en desplazamientos

##### **3.2.1.1. Indicadores**

- ✓ Niveles de daño
- ✓ Estabilidad estructural

##### **3.2.1.2. Escala para la medición de la Variable**

- ✓ Diseño por desempeño
- ✓ Resistencia lateral requerida

##### **3.2.2. Identificación de la Variable Dependiente**

- Comportamiento sísmico de estructuras aporticadas

##### **3.2.2.1. Indicadores**

- ✓ Desplazamientos
- ✓ Intensidad sísmica

##### **3.2.2.2. Escala para la medición de la Variable**

- ✓ Comportamiento de cada elemento
- ✓ Sismo de diseño

#### **3.3. Tipo de Investigación**

El tipo de investigación para esta tesis es descriptiva y explicativa.

### **3.4. Diseño de Investigación**

El presente trabajo de investigación se ha organizado de la siguiente manera:

#### **PRIMERA FASE**

Se realizó una revisión bibliográfica de la literatura existente que respalda el método, con ello se implementó una metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras aporticadas de concreto armado.

Se utilizó el procedimiento de la estructura sustituta para modelar un sistema de múltiples grados de libertad con comportamiento elasto – plástico por medio de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad que aproxime la respuesta no lineal máxima. Para caracterizar las propiedades inelásticas de la estructura se utiliza una rigidez efectiva correspondiente a la rigidez secante al máximo desplazamiento, asociada al estado límite considerado y un amortiguamiento viscoso equivalente en el que se incluye la energía disipada por los elementos que incurren en el rango de comportamiento no lineal.

#### **SEGUNDA FASE**

Se eligió un edificio representativo de 6 pisos ubicado en la ciudad de Tacna (zona de alta sismicidad 0.45g), con un sistema estructural aporticado, configuración irregular en los vanos y simétrica. A ésta estructura se aplicó la metodología implementada en la fase anterior.

#### **TERCERA FASE**

Finalmente para dar la validez y mostrar la efectividad de este método se realiza una verificación mediante un análisis estático no lineal, mediante un programa computacional SAP2000.

### **3.5. Ámbito de estudio**

Este proyecto se realizó en la ciudad de Tacna.

### **3.6. Tiempo Social de la Investigación**

El tiempo de la investigación fue de 6 meses, comprendido entre los meses octubre 2016 y abril del 2017.

### **3.7. Población y Muestra**

#### **Población**

Está conformado por todas las estructuras aporricadas de concreto armado del Perú.

#### **Muestra**

De la población anteriormente señalada se ha tomado como muestra las estructuras existentes de la ciudad de Tacna.

### **3.8. Técnicas e Instrumentos**

Las principales técnicas e instrumentos que se han utilizado en la presente investigación son:

Análisis de documento:

- Libros
- Normas nacionales e internacionales
- Publicaciones indexadas
- Estudios desarrolladas en otras universidades

Aplicación de programas computacionales:

- SAP2000
- Microsoft Excel

## CAPITULO IV

### 4. DIAGNOSTICO SITUACIONAL

#### 4.1. Presentación

La edificación, que se seleccionó para ser analizada para el propósito de esta tesis, consta de 6 niveles, con simetría en ambas direcciones (Ver figura 4.1) y está conformado por un sistema de pórticos en las dos direcciones principales X – Y. La disposición de la estructura en planta se muestra en la figura 4.2.

La dirección más corta, la cual hemos denominado dirección X – X consta de tres ejes principales A – B – C. La dirección más larga o dirección Y – Y consta de seis ejes principales 1 – 2 – 3 – 4 – 5 – 6. La altura total del edificio es de 18.50m.

El edificio se encuentra ubicado en la ciudad de Tacna, zona sísmica muy alta (0.45g), cimentado sobre un suelo intermedio (tipo S<sub>2</sub>).



*Figura 4.1 Vista 3D de la estructura analizada*

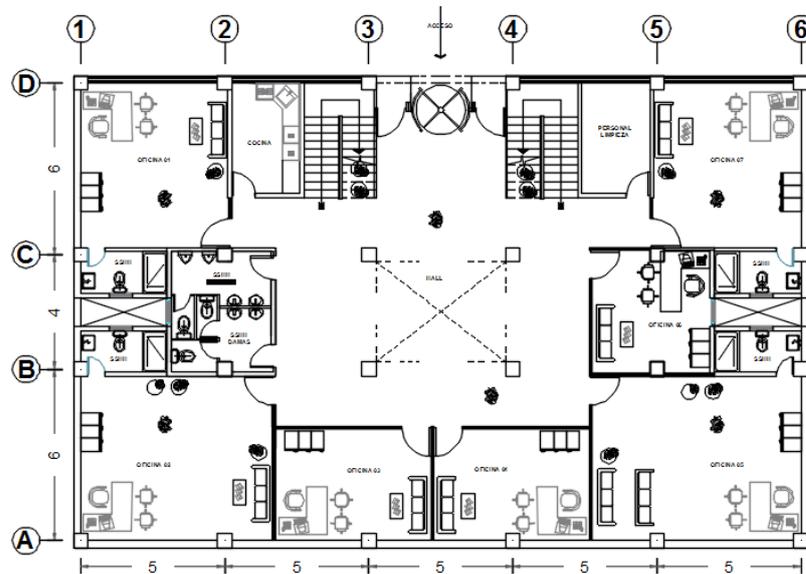


Figura 4.2. Distribución arquitectónica de la planta típica del edificio

#### 4.2. Descripción del Pórtico

Se seleccionó el pórtico crítico el eje 2 – 2, área sombreada de la figura 4.3, por ser el más representativo en la sección transversal, el pórtico de concreto armado elegido tiene 3 vanos, es un pórtico irregular en términos de longitud de vanos, es decir, los vanos exteriores son más grandes que el vano interior, y la altura de la primera planta es más alta que los otros niveles. En la figura 4.4 se muestran el pórtico irregular de concreto armado mencionado anteriormente. De la figura 4.4 se desprende claramente que el ancho de tramo de los vanos exteriores es de 6 m cada uno y el ancho del tramo del vano interior es de 4 m. Además, la altura de la primera planta es de 3,50 m y las alturas de los pisos restantes son de 3.00 m cada una. Las dimensiones mostradas en esta figura son todas en metros. Además, puesto que aquí sólo se ha diseñado un pórtico del edificio, por lo tanto, se supone que el pórtico es de un solo sentido.

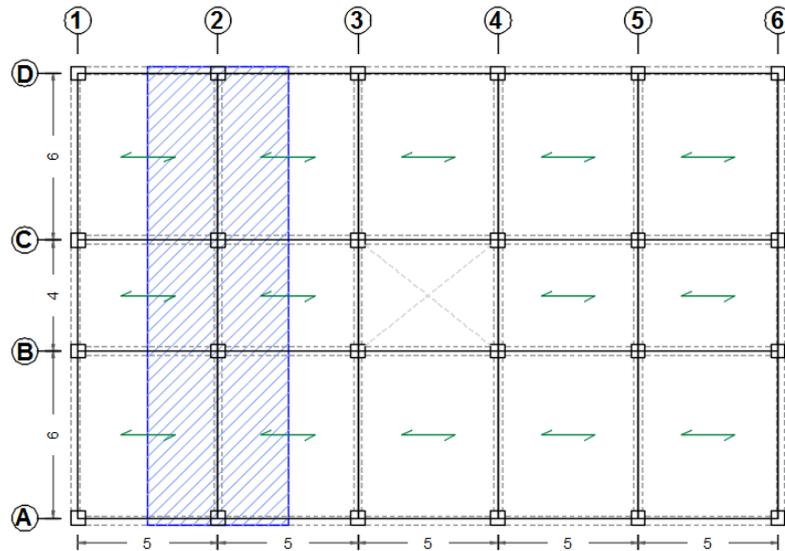


Figura 4.3 Planta típica - Pórtico analizado

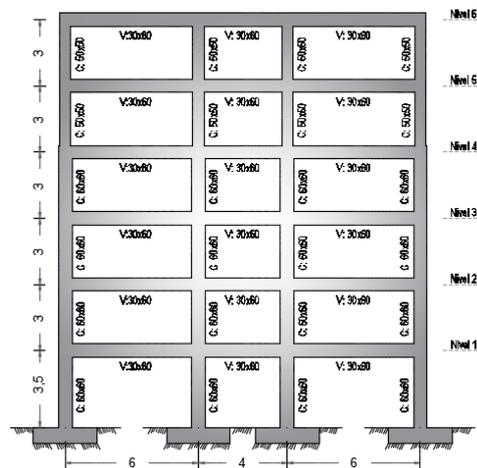


Figura 4.4 Elevación del pórtico analizado

#### 4.2.1. Elementos estructurales

Los principales elementos estructurales que forman parte del pórtico del sistema son:

**Vigas**

Las vigas de todos los niveles en la dirección X-X tienen la misma sección:

Base = 0.30 m.

Peralte = 0.60 m.

**Columnas**

Las columnas de todos los niveles en la dirección X-X son del mismo tipo, rectangular, y tienen las siguientes secciones:

Niveles 1° a 4°:

Base = 0.60 m.

Ancho = 0.60 m.

Niveles 5° a 6°:

Base = 0.50 m.

Ancho = 0.50 m.

**Losas de entrepiso**

La estructura tiene un solo tipo de losa de entrepiso:

Losa aligerada, espesor = 0.25m

#### **4.2.2. Materiales**

El concreto y el acero que se escogieron para el diseño de los elementos estructurales son:

- ✓ Concreto :  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 
  - Módulo de elasticidad :  $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Acero :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 
  - Módulo de elasticidad :  $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

En la sección 1.5.1 se detallan otras propiedades del concreto y acero, asimismo se muestra el modelo escogido para representar el comportamiento de cada material, lo cual es necesario especificar para encontrar las curvas de momento – curvatura de los elementos estructurales y para realizar el análisis no lineal.

#### **4.2.3. Cargas de diseño**

Las cargas consideradas para el análisis y diseño de la estructura son:

**Carga Muerta**

- ✓ Peso de la losa aligerada = 0.350 ton/m<sup>2</sup>
- ✓ Peso de acabados = 0.100 ton/m<sup>2</sup>
- ✓ Peso de tabiquería:
  - Para los pisos del 1° al 5° nivel = 0.210 ton/m<sup>2</sup>
  - Para el último nivel = 0.060 ton/m<sup>2</sup>
- ✓ Peso propio de los elementos de concreto, considerando que el peso específico del concreto es igual a 2.40 ton/m<sup>3</sup>

**Carga Viva o Sobrecarga**

- ✓ La sobrecarga considerada para las losas del 1° al 5° nivel es igual a:
  - S/C = 0.300 ton/m<sup>2</sup>
- ✓ La sobrecarga considerada para el último nivel es igual a:
  - S/C = 0.150 ton/m<sup>2</sup>

A continuación se muestra el metrado de cargas que se realizó para obtener las masas de entrepiso.

*Tabla 4.1. Resumen de metrado de cargas por niveles*

Piso	Peso			Peso propio	C.V	C.M	Peso total PP+CM+25	Masa
	Vigas	Columnas	Losa					
6	6.91	3.60	28.00	38.51	12.00	12.80	54.31	5.54
5	6.91	7.20	28.00	42.11	24.00	24.80	72.91	7.43
4	6.91	10.37	28.00	45.28	24.00	24.80	76.08	7.76
3	6.91	10.37	28.00	45.28	24.00	24.80	76.08	7.76
2	6.91	10.37	28.00	45.28	24.00	24.80	76.08	7.76
1	6.91	12.10	28.00	47.01	24.00	24.80	77.81	7.93

Debido a que esta edificación pertenece a la categoría C de importancia según la norma E-030, se calculará el peso sísmico del edificio considerando el 25% del peso de la carga viva actuante.

## CAPITULO V

### 5. PROPUESTA DE METODOLOGIA

#### 5.1. Procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamiento

El procedimiento es general. Sin embargo, en algunas partes se diferencia para los edificios de pórticos regulares e irregulares. Los edificios de pórticos regulares son aquellos que tienen luces iguales, no hay excentricidad torsional de diseño y no existe desplazamiento vertical (Priestley et al., 2007). El pórtico utilizado en este estudio, es del tipo irregular en términos de altura, y longitud de los luces, de acuerdo a Priestley. El Procedimiento se ha descrito por etapas como sigue.

##### 5.1.1. Representación del sistema de VGDL por un sistema de 1GDL

En esta etapa, tiene como proceso fundamental representar un sistema de varios grados de libertad (VGDL) en un sistema equivalente de un solo grado de libertad (1GDL). Gulkan y Sozen (1974), propusieron representar la estructural real mediante un oscilador de un solo grado de libertad con una rigidez secante elástica equivalente  $K_{eff}$ , para simular el comportamiento de la estructura en su estado límite. El sistema equivalente 1GDL tiene masa y altura equivalentes (véase la figura 5.1). Se tiene en cuenta el primer modo de respuesta inelástica de la estructura. Los pasos siguientes son necesarios (Priestley et al., 2007).

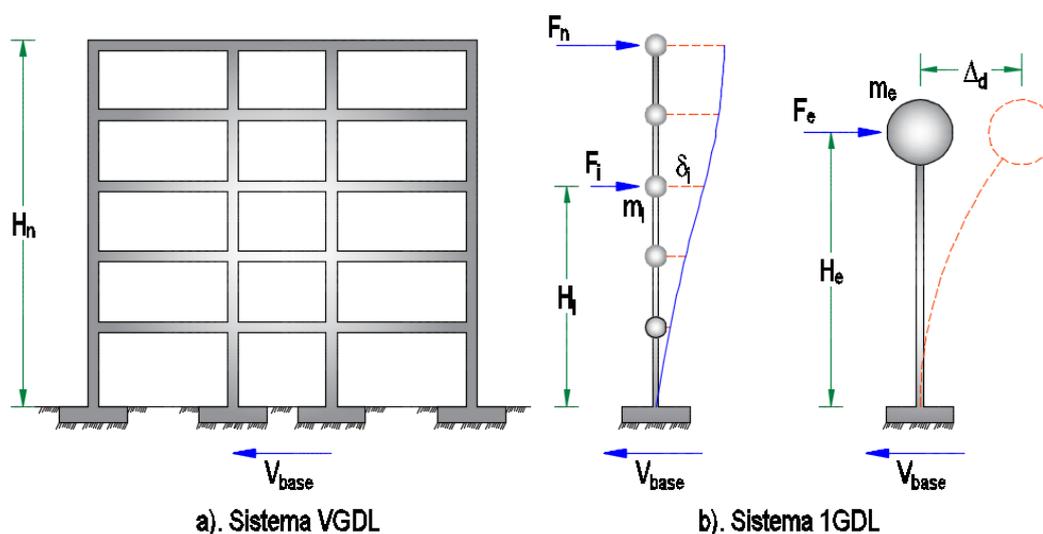


Figura 5.1. Modelo simplificado del sistema SVGL representado por el sistema 1GDL. (Adaptado de B. Massena, 2010)

#### 5.1.1.1. Selección del nivel de deformación

En esta etapa, es necesario elegir un nivel de deformación. Ésta puede ser deformación, rotación, deriva, curvatura o desplazamiento, el cual es estimado por el ingeniero estructural teniendo en cuenta el máximo valor que se desea alcanzar para satisfacer un estado límite de diseño (Sección 2.3.3.1), algunas características como uso de la edificación, máxima deformación al que pueda someterse el material según daño relacionado, limitaciones del código, interacción con los elementos no – estructurales, o cualquier otro criterio, permitirán definir el estado límite para el cual se deba diseñar.

#### 5.1.1.2. Perfil de desplazamiento de cada nivel del pórtico

Para encontrar el perfil de desplazamientos de cada nivel del pórtico  $\Delta_i$ , es necesario encontrar el perfil normalizado de desplazamientos inelásticos o la forma de modo inelástico normalizado  $\delta_i$ . Para los pórticos, la altura de cada entrepiso  $H_i$  (donde  $i = 1$  hasta  $n$ ) y la altura total del edificio  $H_n$  son dos parámetros que determinan la forma del modo inelástico normalizado. Priestley et al. (2007) propone las fórmulas siguientes.

$$\text{Para } n \leq 4, \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (5.1a)$$

$$\text{Para } n > 4, \quad \delta_i = \frac{4}{3} \left( \frac{H_i}{H_n} \right) \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (5.1b)$$

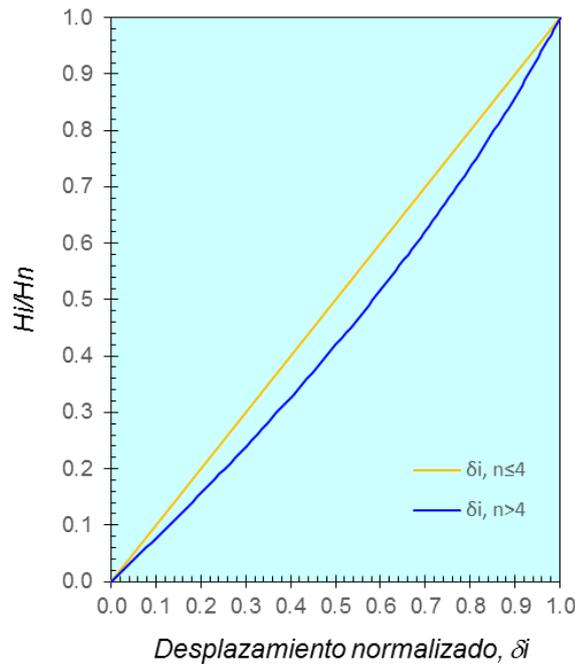


Figura 5.2. Perfil normalizado de desplazamientos de los pórticos (Adaptado de Pettinga – Priestley, 2005)

El perfil de desplazamiento en cada nivel del pórtico, es entonces igual a:

$$\Delta_i = \omega_0 \delta_i \left( \frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (5.2)$$

Donde:

$\omega_0$  Es el factor de corrección de los desplazamientos.

$\delta_c$  Es la forma de modo inelástico del nivel definido como crítico.

$\Delta_c$  Es el desplazamiento del nivel crítico (usualmente el entrepiso que presenta mayor deriva)

El factor de corrección de desplazamientos ( $\omega_\theta$ ), propuesto por Priestley et al. (2007), para tener en cuenta los efectos dinámicos de los modos superiores. Para alturas menores a 45 m. (aproximado de 10 pisos), éste factor vale 1.0 y no tendrá efectos en el perfil de desplazamientos, y puede calcular utilizando la siguiente ecuación:

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1 \quad (5.3)$$

Donde:

$H_n$  Es la altura total del edificio (en *m*)

Las Normas de diseño limitan las derivas de piso o las distorsiones angulares,  $\theta_c$ , que son las que más inciden sobre el comportamiento de los elementos no estructurales. La meta directa de los métodos basados en desplazamientos es plantear estructuras con rigidez suficiente para poder cumplir los requisitos de desempeño. La deriva total de diseño o distorsión angular,  $\theta_d$ , será la suma de la deriva elástica  $\theta_y$ , y la plástica,  $\theta_p$ :

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c \quad (5.4)$$

En donde  $\theta_c$  es la distorsión angular permitida por la Norma de diseño. El valor máximo de  $\theta_d$  suele presentarse en el último nivel de los sistemas de muros y en los niveles inferiores de los sistemas de pórticos (que viene hacer nuestro caso). Además de las limitaciones de las normas a la deriva  $\theta_c$ , existen limitaciones de las deformaciones unitarias que pueden soportar los materiales.

Así a partir de la ecuaciones (5.1a y 5.1b) puede deducirse las derivas de piso  $i$ ,  $\theta_i$ :

$$\text{Para } n \leq 4, \quad \theta_i = \theta_d \quad (5.5a)$$

$$\text{Para } n > 4, \quad \theta_i = \theta_d \left(1 - \frac{H_i}{2H_n}\right) \quad (5.5b)$$

Y las ecuaciones 5.5a y 5.5b indican también que la distorsión angular máxima se presenta en el primer piso del edificio y éste es el valor de diseño  $\theta_d$ .

Dado que el desplazamiento más crítico de una estructura de pórticos se da en el primer nivel y de altura  $H_1$ , por lo tanto, el desplazamiento del piso crítico ( $\Delta_c$ ) se puede calcular utilizando la siguiente ecuación (Priestley et al., 2007):

$$\Delta_c = \theta_d H_1 \quad (5.6)$$

Donde:

$H_1$  Es la altura del primer nivel

$\theta_d$  Es la razón de deriva entre piso elegida al principio para una intensidad dada de movimiento del suelo.

El método basado en desplazamientos no usa como dato de entrada la distorsión angular  $\theta_d$ , sino el desplazamiento de un 1GDL equivalente a la estructura  $\Delta_d$ , cuyo valor habrá que determinar a partir de  $\theta_d$ .

### 5.1.1.3. Desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL

El desplazamiento de diseño depende del estado límite de diseño. Se asume un perfil de desplazamientos que corresponde al primer modo inelástico, por tanto, tiene en cuenta la formación de rótulas plásticas y la rigidez efectiva de la estructura sustituta.

Después de obtener el perfil de desplazamiento de cada nivel del pórtico  $\Delta_i$ , es fácil encontrar el desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL usando la siguiente ecuación (Priestley et al., 2007).

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5.7)$$

Donde:

$m_i$  Es la masa concentrada de cada nivel

$\Delta_i$  Es el perfil de desplazamiento de cada nivel

Esta consideración se basa en los desplazamientos de los centros de masa de edificios regulares, cuando existen irregularidades torsionales aumentan los

desplazamientos de algunos componentes de la estructura, especialmente los perimetrales, y pueden requerirse ajustes para cumplir los requisitos de derivas de piso. Ante las incertidumbres teóricas existentes y ante la experiencia repetida de daños sísmicos en algunos edificios irregulares en planta, la mejor solución estructural es evitar en lo posible las irregularidades torsionales.

#### 5.1.1.4. Altura efectiva del sistema equivalente de 1GDL

La altura efectiva de la estructura sustituta para un sistema de varios grados de libertad, se puede obtener fácilmente con ayuda de la dinámica estructural clásica, con la siguiente ecuación. Esta ecuación se basa en que el sistema se puede representar por un oscilador equivalente de un solo grado de libertad donde la masa efectiva se concentra en la altura efectiva. (Priestley et al., 2007).

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5.8)$$

#### 5.1.1.5. Masa efectiva del sistema equivalente de 1GDL

La masa efectiva de la estructura sustituta, correspondiente al primer modo de vibración, se encuentra entre el 70% y 95% de la masa total, y se puede obtener mediante la ecuación 5.9. El resto de la masa participa en los modos superiores de vibración. Aunque mediante las reglas de combinación modal tales como CQC y SRSS, se puede incorporar la participación de los modos superiores, su efecto en los momentos de volteo en la base de la estructura se puede ignorar. Para el resto de la estructura el efecto de los modos superiores se toma en cuenta en la fase de diseño según la propuesta de Priestley et al., (2007).

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (5.9)$$

#### 5.1.1.6. Factor de ductilidad de desplazamiento de diseño para el sistema equivalente de 1GDL

Este factor se calcula de la siguiente manera:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (5.10)$$

Donde:

$\Delta_d$  Es el desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL, dada en la ecuación 5.7.

$\Delta_y$  Es el desplazamiento de fluencia del sistema equivalente de 1GDL.

El desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ) para los pórticos irregulares que tienen tres luces (véase la figura 5.3) puede calcularse mediante la siguiente ecuación (Priestley et al., 2007):

$$\Delta_y = \frac{2M_1 \theta_{y1} + M_2 \theta_{y2}}{2M_1 + M_2} H_e \quad (5.11)$$

Donde:

$\theta_{yi}$  Es la deriva de fluencia

$M_1$  y  $M_2$  Son la contribución de momentos al momento de volteo total de las luces externa e interna, respectivamente.

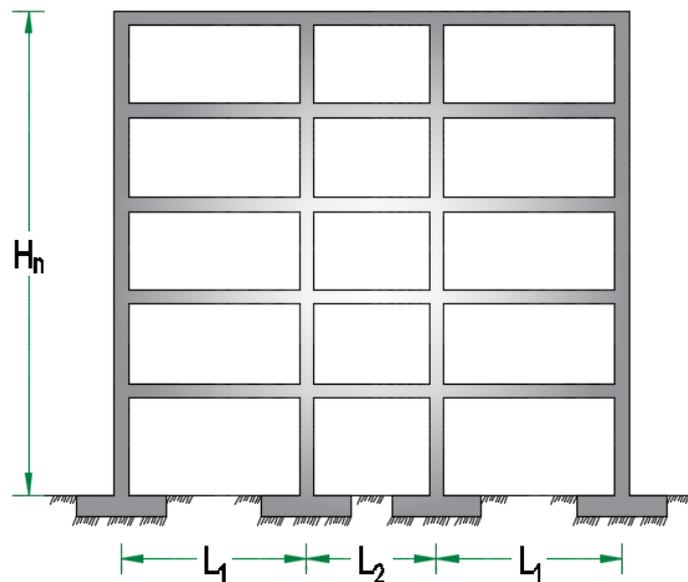


Figura 5.3. Pórtico irregular de concreto armado

La deriva de fluencia ( $\theta_{yi}$ ) está dada como sigue:

$$\theta_{yi} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_{bi}}{h_{bi}} \quad (5.12)$$

Donde:

$L_{bi}$  Es la longitud de la viga de la i-ésima luz

$h_{bi}$  Es el peralte de la viga de la i-ésima luz.

$\varepsilon_y$  Es la deformación de fluencia, puede obtenerse usando la siguiente ecuación (Priestley et al., 2007).

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{E_s} \quad (5.13)$$

Donde:

$E_s$  Es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo

$f_{ye}$  Es el límite elástico esperado del acero de refuerzo

La resistencia elástica esperada se toma un 10% mayor que la resistencia a la fluencia característica del acero de refuerzo según lo recomendado por Priestley et al. (2007), y es igual a:

$$f_{ye} = 1.1f_y \quad (5.14)$$

Para un pórtico irregular de tres luces, el momento de volteo total se puede escribir de la siguiente forma (véase la figura 5.10) (Priestley et al., 2007):

$$M_{OTM} = 2M_1 + M_2 \quad (5.15)$$

Los valores absolutos de  $M_1$  y  $M_2$  no son necesarios, aquí sólo se requiere la relación de  $M_1/M_2$ . Y la selección de esta relación es arbitraria para el diseñador. Si el peralte de la viga se mantiene constante para todas las luces, y las

capacidades de los momentos de los pórticos externo e interno se hacen iguales (Priestley et al., 2007), entonces:

$$\frac{M_1}{M_2} = 1 \quad \rightarrow \quad M_1 = M_2$$

Por lo tanto, la ecuación 5.11 puede simplificarse a la siguiente forma para un edificio de pórticos irregulares de tres luces (Priestley et al., 2007), (ver figura 5.10).

$$\Delta_y = \frac{2\theta_{y1} + \theta_{y2}}{3} H_e \quad (5.16)$$

#### 5.1.1.7. Amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema equivalente de 1GDL

Para los pórticos de concreto armado, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema de 1GDL es la combinación del amortiguamiento elástico 5% viscoso y el amortiguador histerético, y debe variar conforme la resistencia se va degradando en el tiempo que dure el sismo, se propone la siguiente relación para estimar el amortiguamiento total equivalente  $\xi_{eq}$ , para edificaciones a base de pórticos de concreto armado, siendo lógicamente dependiente a la ductilidad (Priestley et al., 2007).

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left[ \frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right] \quad (5.17)$$

Para el caso de pórticos de concreto armado está definido por la ecuación 5.17, y se basa en numerosos análisis de respuesta inelástica cronológica (“Inelastic Time-history Analyses”) para muchos acelerógramas. La variación del amortiguamiento equivalente respecto a la ductilidad se puede representar mediante la siguiente curva.

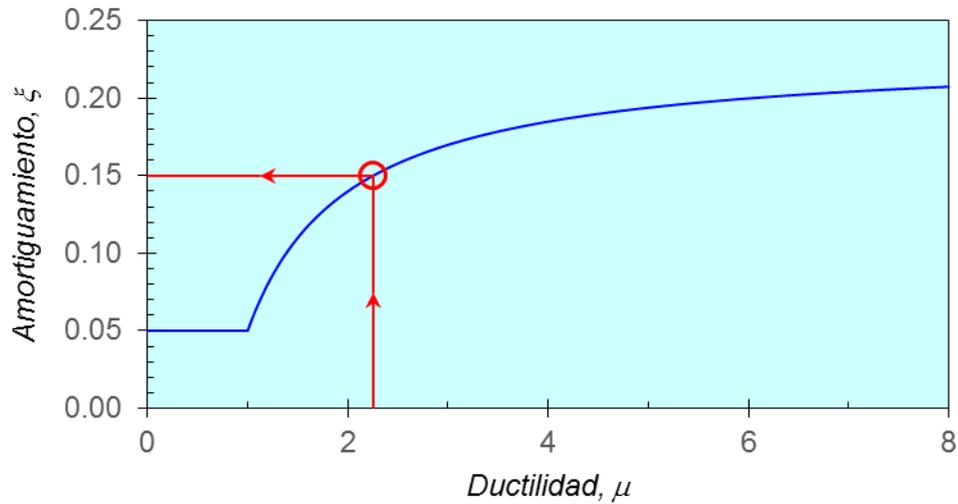


Figura 5.4. Amortiguamiento equivalente vs. Ductilidad

La ecuación 5.17 puede también ser aplicado directamente en el espectro de desplazamiento de diseño cuando este último varía según la ductilidad en lugar del amortiguamiento equivalente.

Como se mencionó en el párrafo anterior,  $\xi_{eq}$  depende del amortiguamiento histérico, por lo tanto, depende del modelo de histéresis que se adopte según el tipo de material y sistema estructural del edificio, la ecuación 5.17 aplica a pórticos de concreto armado, siendo bien modelado por Takeda de tipo grueso (fat).

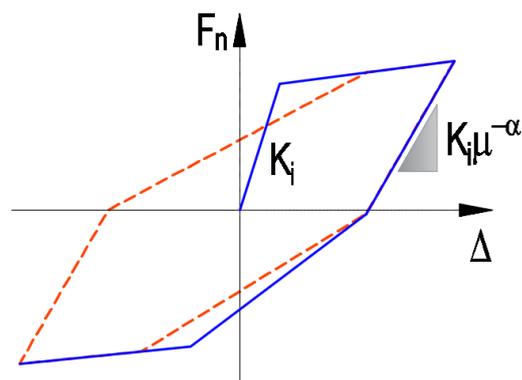


Figura 5.5. Modelo de histéresis Takeda "fat" para pórticos de concreto armado

#### 5.1.1.8. Período efectivo en la respuesta de desplazamiento máximo

Como se presentó en la figura 2.1 (d), obteniendo el amortiguamiento equivalente se halla el periodo equivalente de la estructura entrando al espectro de

desplazamientos modificado y teniendo en cuenta el amortiguamiento viscoso equivalente. Este espectro de respuesta de desplazamiento modificado de diseño puede obtenerse utilizando la siguiente relación, basado en el Eurocódigo EC8, de 1988 (Priestley et al., 2007).

$$S_{D,\xi_{eq}} = S_{D_e,5} \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (5.18)$$

Para sitios cercanos al epicentro de un sismo, Priestley et al. (2007) propone:

$$S_{D,\xi_{eq}} = S_{D_e,5} \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.25} \quad (5.19)$$

Donde:

$S_{D_e,5}$  Es el espectro de respuesta de desplazamiento elástico para 5% de amortiguación y se puede obtener a través de la siguiente ecuación.

$$S_{D_e,5} = S_{a_e}(T) \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (5.20)$$

Donde:

$S_{a_e}(T)$  Es el espectro de respuesta de aceleración elástica para el 5% de amortiguación.

De acuerdo a la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del RNE, el espectro de respuesta de aceleración inelástico está dado por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (5.21)$$

Donde:

$Z$  Factor de zona, según zonificación del territorio nacional.

$U$  Factor de uso o importancia. Estructura clasificada de acuerdo a la categoría.

$C$  Factor de amplificación sísmica.

$S$  Factor de amplificación de suelo.

$R$  Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

$g$  Aceleración de la gravedad.

La aceleración de diseño elástico  $S_{ae}$ , se obtiene de forma directa de la ecuación 5.21, sin aplicar el factor de reducción  $R$  (es decir  $R = 1$ ).

Por último, ingresando el desplazamiento de diseño ( $\Delta_d$ ) en la gráfica del espectro de respuesta de desplazamiento de diseño para el amortiguamiento equivalente, se puede leer el período efectivo correspondiente como se muestra en la figura 5.6.

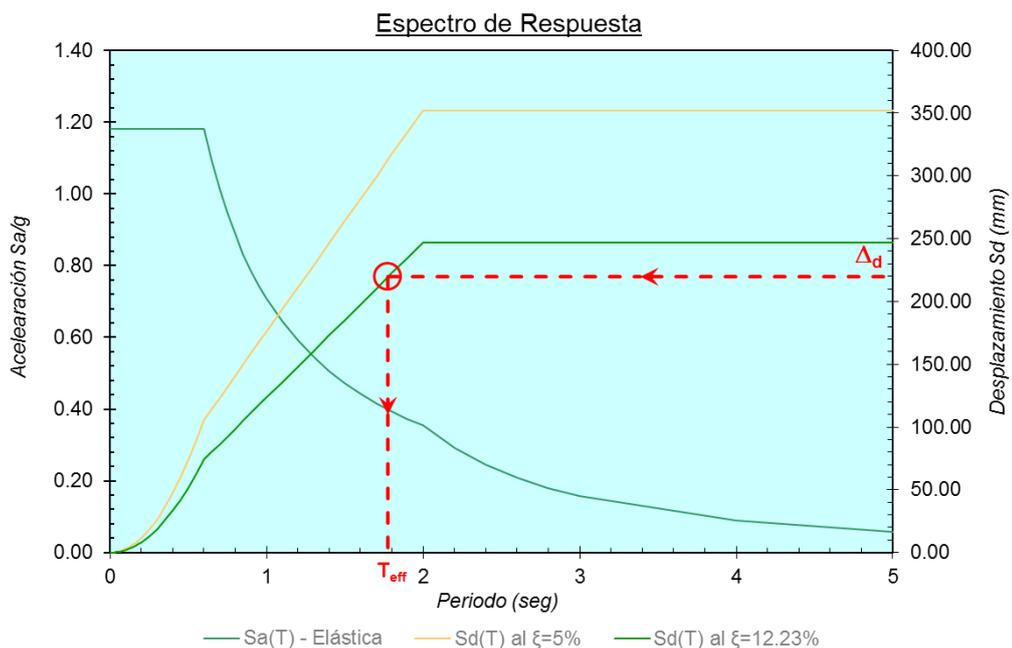


Figura 5.6. Espectro de respuesta de Aceleración elástica ( $S_a$ ) y espectro de desplazamiento de diseño ( $S_d$ ) para diferentes valores de amortiguamiento

- Si el desplazamiento de fluencia es mayor que el desplazamiento de diseño

Puede presentarse casos en que el desplazamiento de fluencia de la estructura ( $\Delta_y$ ) sea mayor que el desplazamiento de diseño ( $\Delta_d$ ); ver figura 5.7.

En estos casos no habría lugar a ninguna corrección del espectro elástico de desplazamiento ( $\xi_{eq} = 5\%$ ).

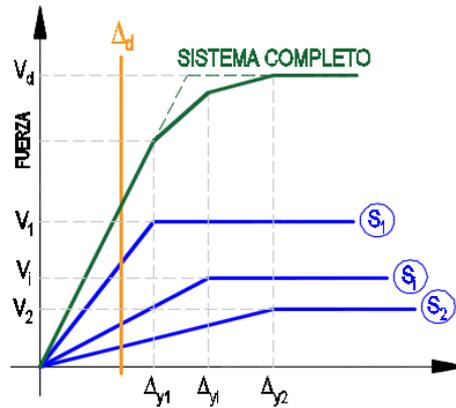


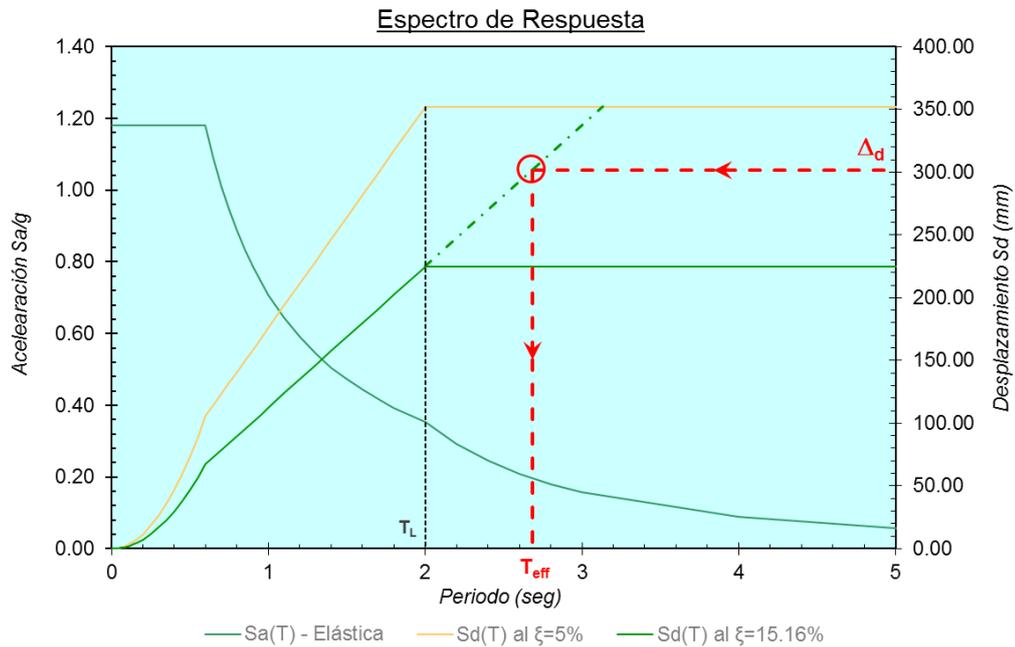
Figura 5.7. Ningún elemento llega a la fluencia para el desplazamiento de diseño ( $\Delta_d < \Delta_{y3}$ )

- Si el desplazamiento de diseño es mayor que el desplazamiento espectral máximo.

Cuando el desplazamiento de diseño,  $\Delta_d$ , es mayor que el desplazamiento espectral máximo del espectro de desplazamiento, (ver figura 5.8), se requiere realizar algunos ajustes a la estructura sustituto. Calvi – Sullivan (2009), proponen calcular el periodo efectivo requerido,  $T_{eff}$ , con la fórmula siguiente.

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d}{S_{d\xi}} T_L \quad (5.22)$$

En donde  $T_L$  es el periodo de inicio del valor constante en el espectro de desplazamientos,  $\Delta_d$  es el desplazamiento de diseño y  $S_{d\xi}$  es el desplazamiento espectral máximo, para el amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$ . Esto equivale a prolongar la zona ascendente lineal del espectro de desplazamientos hasta encontrar el valor de desplazamiento de diseño  $\Delta_d$ . La ecuación 5.22 busca evitar que se diseñe para resistencias muy bajas ante fuerzas laterales, que pueden llevar a estructuras con periodos muy largos, con efectos importantes de los modos superiores, y posible exceso de los límites de desempeño deseados.



*Figura 5.8. El desplazamiento de diseño es mayor que el desplazamiento espectral máximo (Adaptado de Calvi - Sullivan, 2009)*

#### 5.1.1.9. Rigidez Efectiva del sistema equivalente de 1GDL

Con el periodo efectivo y conociendo la masa efectiva del modo fundamental de vibración de la estructura, se puede obtener la rigidez efectiva, que se muestra en la figura 5.9, haciendo uso de la ecuación 5.23, que se da a continuación (Priestley et al., 2007).

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2}{T_{eff}^2} m_e \quad (5.23)$$

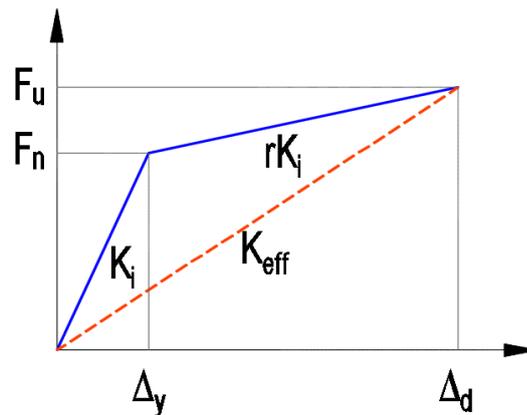


Figura 5.9. Rigidez Efectiva del Sistema Equivalente de 1GDL (Adoptado de Priestley et al., 2007)

- Si el desplazamiento de diseño es mayor que el desplazamiento espectral máximo.

Calvi – Sullivan (2009), propone adicionalmente, en el caso en que el desplazamiento de diseño sea mayor que el desplazamiento espectral máximo (Ver figura 5.8), limitar el valor máximo de la rigidez efectiva requerida  $K_{eff,máx}$ , a través de la siguiente ecuación.

$$K_{eff,máx} = \frac{4\pi^2}{T_{eff}^2} \left( \frac{S_{del}}{\Delta_d} \right) m_e \quad (5.24)$$

En donde  $S_{del}$  es el desplazamiento espectral máximo para el nivel elástico de amortiguamiento.

#### 5.1.1.10. Fuerza cortante basal

La fuerza cortante de la base, finalmente, se obtiene con la ecuación 5.25:

$$V_{base} = K_{eff} \Delta_d \quad (5.25)$$

- Si el desplazamiento de diseño es mayor que el desplazamiento espectral máximo.

Al haber limitado el valor máximo de la rigidez efectiva, equivale también a corregir el cortante basal de diseño en la proporción desplazamiento espectral elástico máximo/desplazamiento de diseño, o  $(S_{del}/\Delta_d)$ . Es una manera

simplificada de considerar en los diseños la meseta del espectro de desplazamientos.

$$V_{base\text{máximo}} = K_{eff} S_{del} \quad (5.26)$$

### 5.1.2. Acciones de diseño de la fuerza cortante basal del sistema de 1GDL en el sistema de VGDL

#### 5.1.2.1. Cálculo de fuerzas laterales en la parte superior de cada piso

La distribución de la fuerza cortante basal  $V_B$  en cada nivel del edificio, es similar a los métodos tradicionales basados en fuerza, pero el perfil  $\Delta_i$  no corresponde a los desplazamientos de un modelo elástico del sistema sino a valores ajustados para comportamiento inelástico, según el sistema estructural utilizado. A diferencia del utilizado en la Norma peruana que en lugar del desplazamiento usa las alturas para tal fin. En DBDD se usa la siguientes ecuaciones según Priestley et al. (2007).

$$\text{Para } n < 10, \quad F_i = \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} V_B \quad (5.27a)$$

$$\text{Para } n \geq 10, \quad F_i = F_t + \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} 0.9 V_B \quad (5.27b)$$

Es recomendable utilizar una distribución vertical del cortante basal para edificios altos (10 pisos o más) diferente, que considere un 10% adicional del cortante en la base al último nivel de la estructura, como indica la ecuación 5.27b para reducir las derivas de modos más altos. Donde  $F_t = 0.1 V_B$  en el nivel más alto del pórtico y  $F_t = 0$  en todos los otros niveles.

Hasta aquí, la estructura esta lista para ser analizada bajo cargas sísmicas laterales y poder encontrar la resistencia a flexión requerida en las zonas de posible formación de rótulas plásticas.

#### 5.1.2.2. Cálculo del momento de volteo total ( $M_{OTM}$ )

Una vez que se obtienen las fuerzas en la parte superior de cada entrepiso, entonces el momento de volteo total en la base del edificio se puede encontrar a partir de la siguiente ecuación:

$$M_{OTM} = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (5.28)$$

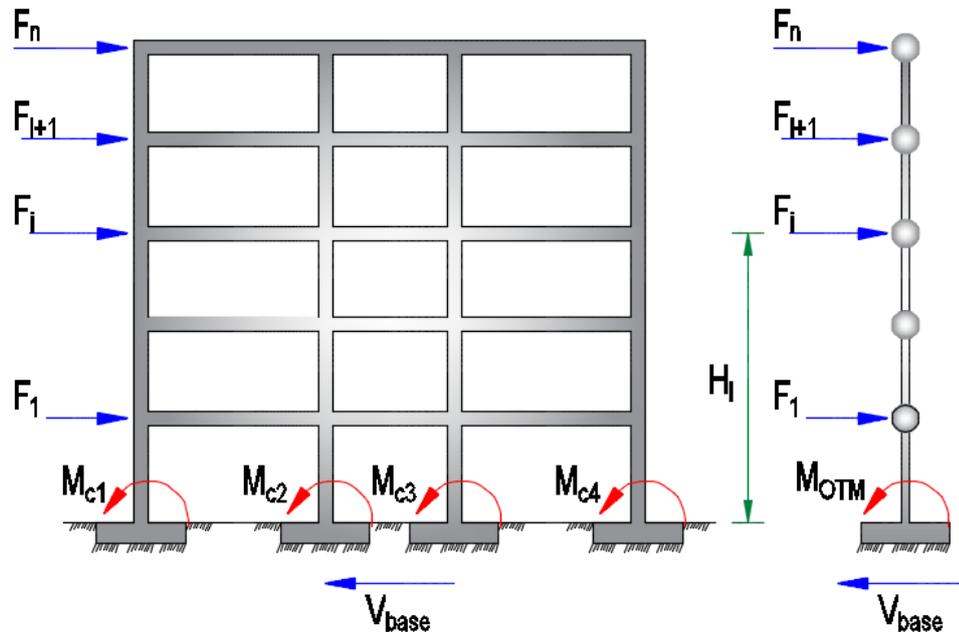


Figura 5.10. Fuerzas de entrepiso y Momento de Volteo Total ( $M_{OTM}$ ) (Adoptado de Priestley et al., 2007)

### 5.1.2.3. Efecto P-Delta

Los efectos P – Delta también deben incluirse si se requieren (el requisito se ha proporcionado en el párrafo siguiente). Para este propósito, el índice de estabilidad se calcula mediante la siguiente relación:

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{max}}{M_D} \quad (5.29)$$

Donde:

$$M_D = M_{OTM} \text{ y } \Delta_{max} = \Delta_d$$

$P$  Es el peso sísmico total del edificio considerando el 100% de la carga viva.

Si  $0.1 \leq \theta_{\Delta} \leq 0.33$  se deben considerar los efectos de P-Delta. Si  $\theta_{\Delta} > 0.33$ , entonces la estructura debe hacerse más rígida, y los cálculos deben ser revisados. Además, si  $\theta_{\Delta} < 0.1$ , entonces no hay necesidad de tener en cuenta

los efectos P – Delta. La fuerza de corte en la base se amplifica (si  $0.1 \leq \theta_d \leq 0.33$ ) y se encontrará de la siguiente manera (Priestley et al., 2007).

$$V_{base} = K_{eff} \Delta_d + C \frac{P \Delta_d}{H_e} \quad (5.30)$$

$C$  Es una constante y para estructuras de concreto armado, se utiliza  $C=0.5$ .

Después de calcular el cortante en la base considerando los efectos P-delta, el cortante de la base se distribuye de nuevo utilizando las ecuaciones 5.27a y 5.27b.

#### 5.1.2.4. Fuerza de corte de entrepiso

En el siguiente paso se encuentran las fuerzas de corte en cada nivel de la estructura (es decir, cortantes de piso) mediante la siguiente ecuación. Esto se ha mostrado en la figura siguiente:

$$V_{Si} = \sum_{k=i}^n F_k \quad (5.31)$$

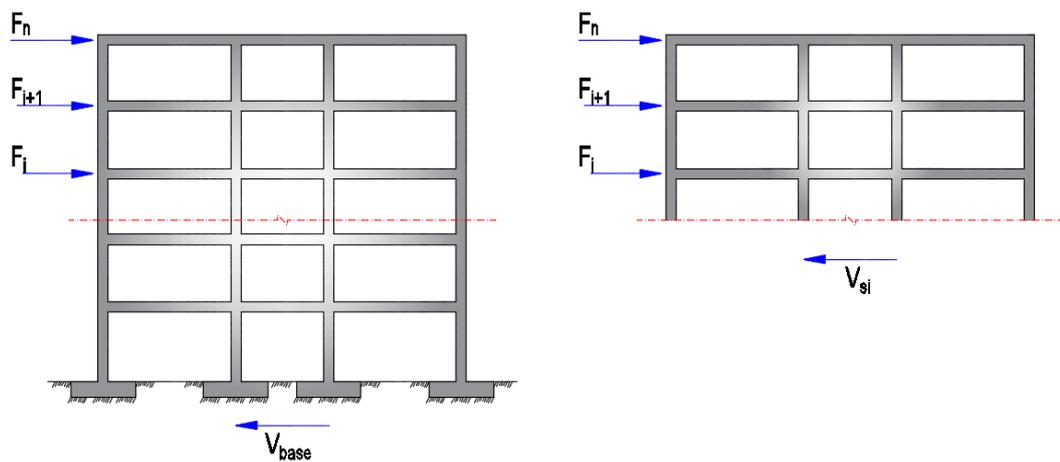


Figura 5.11. Fuerza Cortante de Piso (Adoptado de B. Massena, 2010)

## 5.2. Análisis estructural del pórtico basado en consideraciones de equilibrio

Dos métodos diferentes de análisis estructural bajo el vector de fuerzas laterales son dados por Priestley et al. (2007), en el enfoque DDBD, para la determinación de la capacidad de momento en las ubicaciones de las rotulas plásticas. El primero es el análisis del pórtico bajo fuerzas laterales basadas en la rigidez relativa de los

miembros. Y el segundo se basa en la consideración de equilibrio de los nodos. Aquí sólo se considerará este último.

### 5.2.1. Fuerzas internas en viga

#### 5.2.1.1. Fuerza cortante en vigas

Las fuerzas cortantes en las vigas de cada nivel, es igual a la tracción ( $T$ ) o compresión ( $C$ ) de la fuerza axial sísmica en las columnas exteriores. Estas fuerzas son iguales entre sí en magnitud. Para pórticos regulares que tienen tres luces (es decir, pórticos con luces iguales interior y exterior) pueden obtenerse a partir de la siguiente relación (Priestley et al., 2007).

$$\sum_{i=1}^n V_{Bij} = T = \left( \sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj} \right) / L_{base} \quad (5.32)$$

Donde:

$L_{base}$  Es la distancia entre las columnas bajo tensión y compresión (por ejemplo, para el pórtico de tres luces regulares, este valor se puede tomar como la distancia entre las columnas exteriores).

$\sum_{i=1}^n V_{Bij}$  Es la fuerza de corte total de la viga

$\sum_{j=1}^m M_{Cj}$  Es el momento total en la base de las columnas del primer piso (figura 5.10).

Para evitar el mecanismo de piso blando de la primera planta, la altura de inflexión para las columnas de la primera planta se considera en el 0.6 de la base de la columna altura de ese piso ( $0.6H_1$ ), por lo tanto  $\sum_{j=1}^m M_{Cj}$  es igual a:

$$\sum_{j=1}^m M_{Cj} = 0.6H_1 V_{base} \quad (5.33)$$

Para un pórtico irregular (por ejemplo, un pórtico irregular de tres luces), la ecuación 5.32 se puede disponer para diferentes luces como se indica a continuación (véase la figura 5.12):

Para los vanos exteriores:

$$\sum_{i=1}^n V_{Bi1} = \frac{M_1}{2M_1 + M_2} \left( \sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_{cj} \right) / L_1 \quad (5.34a)$$

Para los vanos interiores:

$$\sum_{i=1}^n V_{Bi2} = \frac{M_2}{2M_1 + M_2} \left( \sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_{cj} \right) / L_2 \quad (5.34b)$$

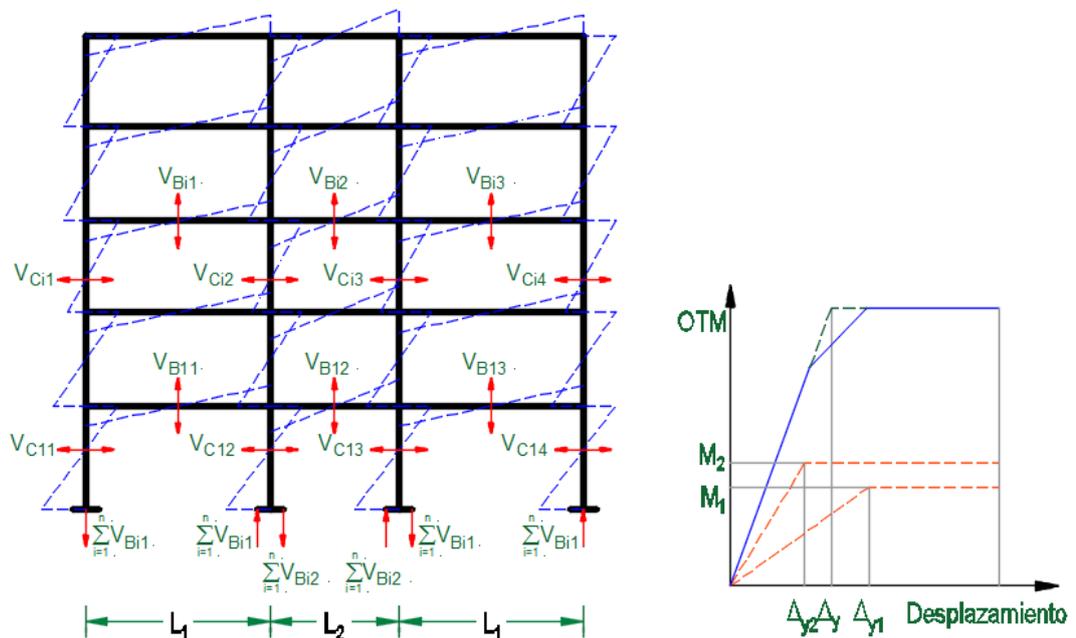


Figura 5.12. Respuesta sísmica en pórticos irregulares. A la izquierda las Fuerzas de corte y momento de vigas y columnas, y a la derecha Momento de volteo (Adoptado de Priestley et al., 2007)

$M_1$  y  $M_2$  son la contribución de momento de los vanos externa e interna, respectivamente, al momento de volteo total, y la relación de  $M_1/M_2$  ya se conoce de la Sección 5.1.1.6, al calcular el factor de ductilidad de desplazamiento de diseño.  $L_1$  y  $L_2$  son la longitud de los vanos externa e interna, respectivamente (ver figura 5.12).

Una vez que la fuerza total de corte de la viga alcanza la estructura para cada vano. Y para tener en cuenta que la deriva en cada piso no debe diferir

significativamente de la deriva del diseño, es importante distribuir el cortante total del vano verticalmente de acuerdo a la demanda sísmica. Por lo tanto, las cortantes de viga total se distribuyen a las vigas verticalmente en un vano con proporción al piso de corte debajo de la viga en consideración. Esto se puede hacer siguiendo la siguiente ecuación:

$$V_{Bij} = \sum_{i=1}^n V_{Bij} \frac{V_{Si}}{\sum_{i=1}^n V_{Si}} \quad (5.35)$$

Donde:

$V_{Si}$  Es la fuerza de corte del piso  $i$ , dada por la ecuación 5.31.

#### 5.2.1.2. Momento en vigas

Después de obtener fuerzas de corte en las vigas, entonces resulta muy fácil encontrar los momentos en las líneas centrales de las columnas para cada extremo de la viga, como sigue:

$$M_{Bij,l} + M_{Bij,r} = V_{Bij} L_{Bij} \quad (5.36)$$

Donde:

$L_{Bij}$  Es la longitud del  $j$ -ésima viga del  $i$ -ésimo piso de centro a centro de las columnas.

$M_{Bij,l}$  y  $M_{Bij,r}$  Son los momentos de la viga en el centro de las columnas del lado izquierdo y derecho de la  $j$ -ésima viga en el  $i$ -ésimo piso.

Normalmente  $M_{Bij,l}$  y  $M_{Bij,r}$  no son iguales, pero aquí asumiendo momentos iguales en ambos extremos de las vigas, la ecuación 5.36 puede simplificarse a la siguiente forma (Priestley et al., 2007).

$$M_{Bij,l} = M_{Bij,r} = V_{Bij} \frac{L_{Bij}}{2} \quad (5.37)$$

Dado que, para fines de diseño, los momentos de diseño de las vigas deben ser tomados en la cara de los apoyos (por ejemplo, en la cara de las columnas), por

lo que pueden reducirse los momentos en la cara de las columnas que dependen del tamaño de la columna en la dirección del sismo ( $hc$ ):

$$M_{Bij,diseño} = M_{Bij,l} - V_{Bij} \frac{h_c}{2} \quad (5.38)$$

## 5.2.2. Fuerzas internas en columnas

### 5.2.2.1. Fuerza cortante en columnas

Las fuerzas de corte de piso se distribuyen a las columnas. Esto puede hacerse utilizando una relación de columnas exteriores e interiores de **1:2** (es decir, las fuerzas de corte en las columnas interiores serán dos veces mayores que las fuerzas de corte en las columnas exteriores) (Priestley et al., 2007). Las fuerzas de corte, en este caso, para cada una de las columnas exteriores en el piso  $i$  es igual a:

$$V_{C,ext,i} = \frac{V_{Si}}{2(1 + \sum_{k=1}^n N_{int,k,i})} \quad (5.39a)$$

Donde:

$V_{Si}$  Es la fuerza cortante del  $i$ -ésimo piso

$\sum_{k=1}^n N_{int,k,i}$  Es el número total de  $k$  columnas del pórtico de la  $i$ -ésima nivel.

Como se ha mencionado anteriormente, la fuerza de corte en cada columna interior individual se duplicará, de este modo:

$$V_{C,int,i} = \frac{V_{Si}}{(1 + \sum_{k=1}^n N_{int,k,i})} \quad (5.39b)$$

### 5.2.2.2. Momento en columnas

Como se mencionó en la Sección 5.2.1, para evitar el mecanismo de piso blando en la primera planta, la altura de inflexión en las columnas de la primera planta se considera a la altura de 0,6 de la base de la columna. Por lo tanto, los momentos de la columna en la base de la primera planta es igual a (véase la figura 5.13) (Priestley et al., 2007).

$$M_{C1j,base} = 0.6H_1V_{c1j} \quad (5.40)$$

Donde:

$H_1$  Es la altura del primer piso (entre el nivel 0 y 1).

$V_{c1j}$  Es la fuerza de corte en la columna j de la primera planta.

Los momentos en la parte superior de las columnas de la primera planta en la línea central de los vanos se encuentran usando la siguiente ecuación:

$$M_{C1j,top} = 0.4H_1V_{c1j} \quad (5.41)$$

Los momentos en la base de las columnas del segundo piso se pueden obtener a partir del equilibrio de los momentos en los nudos (figura 5.13), esto puede obtenerse a partir de la siguiente relación:

$$M_{C2j,bot} = M_{B1,l} + M_{B1,r} - M_{C,1,top} \quad (5.42)$$

Donde:

$M_{B1,l}$  Es el momento de la viga del extremo izquierdo en la línea central de la columna

$M_{B1,r}$  Es el momento de la viga del extremo derecho en la línea central de la columna

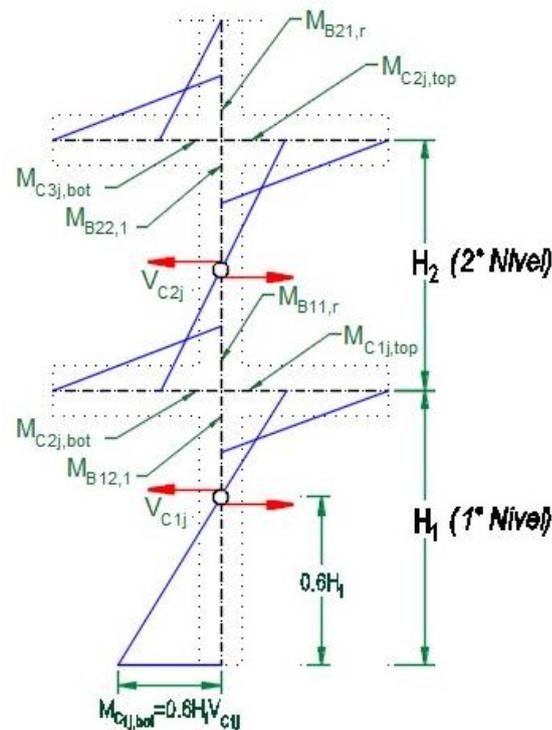


Figura 5.13. Distribución de momentos en columnas por equilibrio de los nudos (Adaptado de Priestley et al., 2007)

El momento en la parte superior de la misma columna se obtiene utilizando la siguiente relación:

$$M_{C2j,top} = V_{C2j}H_2 - M_{C,2,bot} \quad (5.43)$$

Para obtener los momentos en la parte superior e inferior de las otras columnas hasta la altura del edificio verticalmente, se implementa el mismo procedimiento (figura 5.13) (Priestley et al., 2007).

### 5.3. Diseño por Capacidad de Pórticos de Concreto Armado

El diseño confiable de un edificio exige que se tenga control sobre sus mecanismos de falla y ello se logra mediante el “diseño por capacidad”, concepto que busca controlar la respuesta inelástica de una estructura, mediante la elección de un mecanismo de rotulas plásticas, detalladas para una capacidad alta de deformación antes de la falla (ductilidad y deformaciones inelásticas grandes); las demás zonas y elementos estructurales se diseñan con suficiente resistencia para que tengan respuesta elástica. (Pérez, 2011).

### 5.3.1. Principio fundamental

Como señala Burgos (2007), el comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena (ver figura 5.14). Toda cadena se rompe por el eslabón más débil. Pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil.

Las diferentes solicitaciones sobre los elementos de una estructura se representan por los eslabones de la cadena. La cadena está constituida por eslabones frágiles y por un eslabón dúctil. Se conoce que la falla a la fuerza cortante es frágil, mientras que la resistencia a la flexión puede ser dúctil, si se diseña respetando ciertas condiciones (cuantía limitada, confinamiento, etc). Por consiguiente sería deseable que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión. En la cadena, los eslabones frágiles estarían representando a la resistencia al corte en los distintos elementos de la estructura, mientras que el eslabón dúctil representaría la resistencia a la flexión.

La resistencia ideal o nominal de tensión del eslabón dúctil es  $P_i$ , pero la resistencia actual es sometida a las incertidumbres normales de la resistencia del material y efectos de deformación por endurecimiento en grandes deformaciones. Si los otros eslabones frágiles fueran diseñados para tener la misma resistencia nominal como el eslabón dúctil, implicaría una alta probabilidad que la falla ocurriría en un eslabón frágil y la cadena no tendría ductilidad. Sin embargo, la falla de todos los otros eslabones frágiles se puede prevenir si sus resistencias  $P_{is}$ , están en exceso de la resistencia máxima factible del eslabón débil, correspondiendo al nivel de ductilidad prevista. Usando la terminología antes descrita, la resistencia confiable  $\phi P_{is}$  de los eslabones frágiles no deben ser menores que la sobrerresistencia del eslabón dúctil  $P_0 = \lambda_0 P_i$ .

La cadena es diseñada para resistir la fuerza de tensión,  $P_u = P_E$  inducida por el sismo. Por tanto, la resistencia ideal del eslabón débil necesita ser  $P_i \geq P_E / \phi$ . Habiendo escogido un apropiado eslabón dúctil, su sobrerresistencia puede ser prontamente calculada  $P_0 \geq \lambda_0 P_i = \phi_0 P_E$ , la cual vendrá ser la fuerza de diseño  $P_{us}$ . Para prevenir una falla frágil, la resistencia ideal de los eslabones fuertes  $P_{is}$

debe ser al menos igual a la sobrerresistencia del eslabón débil  $\phi_0 P_E$ . En ciertos componentes del sistema estructural, la transmisión de carga puede también estar afectada por efectos dinámicos, para lo cual, se introduce un factor adicional  $\omega > 1.0$ . Por lo tanto, la resistencia ideal o nominal del eslabón fuerte necesita ser igual a:

$$P_{is} > P_{us}/\phi_s = P_0/\phi_s = \omega\phi_0 P_E/\phi_s \quad (5.44)$$

La figura 5.14 también se puede usar para relacionar la ductilidad potencial de la cadena entera y la ductilidad correspondiente al eslabón dúctil. Las relaciones lineales y bilineales fuerza – elongación, como se muestra en la figura 5.14 (b) y 5.14 (c), se asumen para todos los eslabones. Elongaciones inelásticas se pueden desarrollar solamente en el eslabón dúctil. Como lo muestra la figura 5.14, elongaciones en el comienzo de la fluencia de los eslabones frágiles y dúctiles son  $\Delta'_1$  y  $\Delta'_2$ , respectivamente. Significante fluencia incrementará su elongación de  $\Delta'_2$  a  $\Delta_2$ , mientras su resistencia se incrementa de  $P_y = P_i$  a  $P_0$  debido a la deformación por endurecimiento; de esta forma la ductilidad del eslabón dúctil es  $\mu_2 = \Delta_2/\Delta'_2$ . La elongación total de la cadena, incluyendo el eslabón débil y  $n$  eslabones frágiles, en el comienzo de la fluencia en el eslabón débil será  $\Delta' = n\Delta'_1 + \Delta'_2$ . En el desarrollo de la sobrerresistencia de la cadena, la elongación del eslabón fuerte incrementará sólo ligeramente de  $\Delta'_1$  a  $\Delta_1$ . Así la elongación última de la cadena entera llega a ser  $\Delta_u = n\Delta_1 + \Delta_2$ . Por consiguiente la ductilidad de la cadena es entonces:

$$\mu = \Delta_u/\Delta' = (n\Delta_1 + \Delta_2)/(n\Delta'_1 + \Delta'_2) \quad (5.45)$$

Con la aproximación que  $\Delta_1 = \Delta'_1 = \Delta'_2 = \Delta_y$ , se encuentra que la relación entre la ductilidad de la cadena  $\mu$  y la ductilidad del eslabón débil  $\mu_2$  es:

$$\mu = (n + \mu_2)/(n + 1) \quad (5.46)$$

Por ejemplo si hay ocho eslabones fuertes,  $n = 8$  y la ductilidad del eslabón débil  $\mu_2 = 10$ , encontramos que la ductilidad de la cadena es  $\mu = 2$ . A la inversa, si la cadena espera desarrollar una ductilidad de  $\mu = 3$ , la ductilidad sobre el eslabón

débil incrementará a  $\mu = 19$ . Con este ejemplo se puede observar las grandes diferencias entre las magnitudes de las ductilidades generales y locales que puede ocurrir en ciertos tipos de estructuras. En algunas estructuras, la ductilidad general a ser considerada en el diseño necesitará estar limitada para asegurar que demandas de ductilidad en un lugar crítico no llegue ser excesivo.

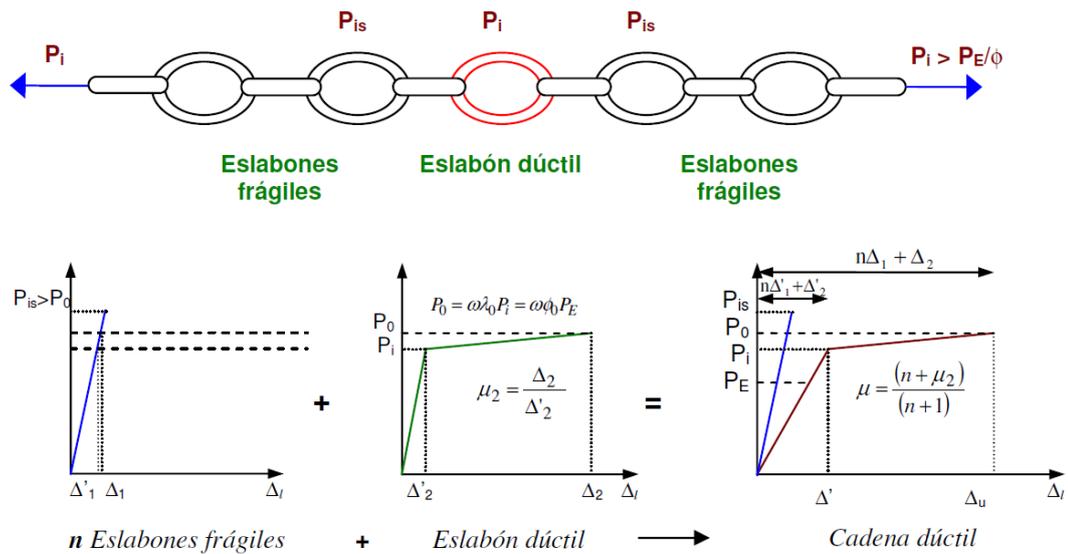


Figura 5.14 Principio de limitación de resistencias ilustrado con una cadena dúctil (Paulay and Priestley, 1992)

### 5.3.2. Filosofía del diseño por capacidad

En el diseño por capacidad de estructuras y para resistir correctamente a los terremotos, distintos elementos del sistema resistente lateral primaria son escogidos y adecuadamente diseñados y detallados para disipar energía bajo deformaciones severas impuestas por el sismo en las regiones críticas de tales miembros.

Las rotulas plásticas son detalladas para soportar acciones de flexión inelástica, y la posibilidad de falla por corte es inhibida al otorgar la diferencia de resistencia correcta. Los otros elementos estructurales son protegidos contra acciones que pudieran causar falla, proveyéndolos con resistencia mayor que aquellos correspondientes al desarrollo de la resistencia máxima posible en las regiones críticas. En líneas generales, el procedimiento sigue los siguientes pasos:

- ✓ Se escoge un mecanismo inelástico (rótulas plásticas) admisible.
- ✓ El mecanismo escogido debe ser tal que la ductilidad total pueda desarrollarse con las menores demandas de rotación inelástica en las rótulas plásticas.
- ✓ Una vez determinado el mecanismo inelástico, las regiones críticas para la disipación de energía, son relativamente diseñados con alto grado de precisión.
- ✓ Las partes de la estructura destinada a permanecer elástica en todos los eventos, son diseñados para que no ocurran deformaciones inelásticas bajo las máximas acciones disponibles correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia en las rotulas plásticas.

### **5.3.3. Mecanismo de colapso**

Burgos (2007), señala que el mecanismo de colapso en estructuras de concreto armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con la deformación inelástica por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos.

Por consiguiente, el diseñador deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rotulas plásticas permanezcan dentro de los límites admisibles.

El mecanismo viga débil – columna fuerte ha sido preferido por muchos ingenieros estructurales; es decir, el sistema aporticado que desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso, como se muestra en la figura 5.15 (c). En este tipo de mecanismo, la energía del sismo que ingresa puede ser rápidamente disipada por una histéresis gruesa y estable de vigas que han fluido por flexión. Este tipo de mecanismo es preferido por las siguientes razones:

- a) La falla de las columnas representa el colapso total de todo el edificio

- b) En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso y por consiguiente requiere un factor de ductilidad relativamente grande, usualmente difícil de conseguir.
- c) Tanto en la falla por corte como en la de flexión, la resistencia de las columnas se degrada con más rapidez que en las vigas, debido a la presencia de la carga axial.

Para un desplazamiento dado de una estructura, la demanda de ductilidad en rótulas plásticas en estructuras viga débil – columna fuerte es mínima debido a que las deformaciones plásticas son uniformemente distribuidas a lo largo de la estructura.

Asimismo, la capacidad de deformación es razonablemente mayor en vigas donde no actúa la carga axial; por otro lado, la formación de una rótula plástica en la base de una columna del primer piso no es deseable porque grandes capacidades de deformación es difícil desarrollar en este lugar debido a la existencia de una alta carga axial. Alguna resistencia extra de momento debe ser proporcionada en la base de las primeras columnas para retrasar la formación de rótulas plásticas en esta zona.

Cuando se ha elegido el mecanismo viga débil – columna fuerte, se debe evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas de todos los pisos ubicados por encima del segundo piso, como se muestra en la figura 5.15 (a), para lo cual se provee a estas columnas suficiente resistencia.

Puede también aceptarse el mecanismo de la figura 5.15 (b), cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, como muchas veces se requiere en el extremo superior de las columnas del último piso. Sin embargo, se debe recalcar que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en el extremo superior e inferior de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo colapso local, conocido como “piso blando”, tal como se muestra en la figura 5.15 (c). Es evidente que, en este caso, las deformaciones de ductilidad de curvatura pueden llegar ser excesivas.

El mecanismo aceptable mostrado en la figura 5.15 (b), requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las

secciones una capacidad de rotulas plásticas importantes. Además, los empalmes por traslape del refuerzo longitudinal debe ubicarse en el centro medio, puesto que estos empalmes se deterioran rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas. Sin embargo, el mecanismo mostrado por la figura 5.15 (a), permite una reducción del refuerzo transversal en los extremos de las columnas por encima del piso dos y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rotulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

Para vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos caso, una aplicación discriminada de la filosofía de diseño por capacidad, usando un mecanismo como el mostrado en la figura 5.15 (a), puede llevar a un conservatismo innecesario o verdaderamente absurdo, y por consiguiente a un diseño antieconómico, particularmente en el diseño de columnas. En tales pórticos el diseñador debe permitir la formación de rótulas plásticas en columnas interiores arriba y debajo de cada piso para completar el mecanismo del pórtico, siempre y cuando rótulas plásticas se formen en las luces más externas de la viga cerca de las columnas exteriores, y las columnas exteriores encima del primer piso sean diseñadas para que permanezcan elásticas, evitando de esta forma la formación de “piso blando”, como se muestra en la figura 5.15 (d). La ductilidad en estos pórticos deberá se limitada.

El mecanismo de colapso adoptado para nuestra edificación es el de la viga débil – columna fuerte, como se muestra en la figura 5.15 (a), debido a las razones antes expuestas. Sin embargo, si se observa excesiva resistencia de las columnas en el último piso, se permitirá la formación de rótulas plásticas en el extremo superior de las columnas.

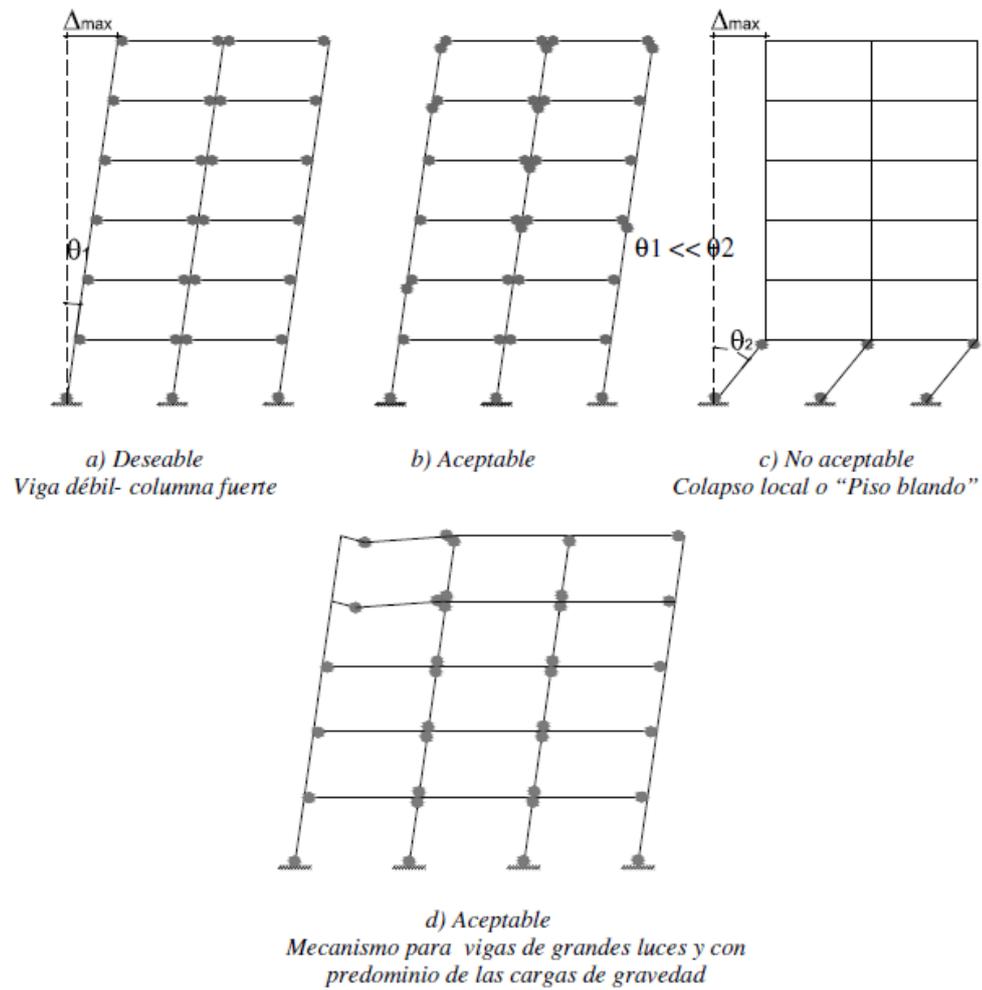


Figura 5.15. Mecanismo de colapso en edificios aporticados de varios pisos (Burgos y Pique del Pozo, 2007)

El procedimiento que se muestra a continuación para el diseño de los elementos, está basado en la propuesta planteada por Revilla y Pari (2012), este método fue desarrollado principalmente por Paulay y Priestley alrededor de 1990.

#### 5.3.4. Resistencia al Corte

Como se mencionó, la edificación solo puede presentar fallas dúctiles debido a los esfuerzos de flexión, no hay cabida para modos de falla donde los esfuerzos de corte hagan protagonismos, por tanto, en las siguientes formulaciones se hace la diferenciación en el diseño de secciones donde se haya previsto plastificaciones y en los que no.

Para tener una idea de la magnitud de los esfuerzos de corte actuantes antes de iniciar el diseño, es conveniente definir su valor nominal  $v_n$  como índice de comparación.

$$v_n = V_n/b_w d \quad (5.47)$$

Donde  $V_n$  es la fuerza cortante nominal, para evitar la aparición de grietas diagonales en la sección antes que el refuerzo de confinamiento haya fluido, se deberá cumplir con lo siguiente:

(a) En general

$$v_n \leq 0.2f'c \leq 6MPa \quad (5.48)$$

(b) En regiones de rótula plástica de vigas y columnas

$$v_n \leq 0.16f'c \leq 6MPa \quad (5.49)$$

Cuando los valores de  $v_n$  exceden los dados arriba, las dimensiones de los elementos deberán ser incrementados.

La resistencia al cortante en elementos de concreto armado es responsabilidad tanto del concreto  $V_c$  como del refuerzo  $V_s$ .

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.50)$$

Donde:

$$V_c = v_c b_w d \quad (5.51)$$

**Resistencia al cortante del concreto**

En términos de esfuerzo cortante nominal, la contribución del concreto puede ser tomado como:

(a) En todas las regiones, excepto en rótulas plásticas.

En casos de flexión pura [MPa]:

$$v_c = v_b = (0.07 + 10\rho_w)\sqrt{f'c} \leq 0.2\sqrt{f'c} \quad (5.52)$$

Donde  $\rho_w$  es la cuantía de refuerzo longitudinal.

En casos de flexión con compresión axial  $P_u$ , [MPa]:

$$v_c = (1 + 3P_u/A_g f'c)v_b \quad (5.53)$$

(b) En todas de rótula plástica.

En vigas:

$$v_c = 0 \quad (5.54)$$

En columnas [MPa]:

$$v_c = 4v_b \sqrt{P_u/A_g f'c} \quad (5.55)$$

Donde  $A_g$  es el área bruta de la sección; cuando  $P_u$  resulta en tracción, la ecuación 5.55 es igual a cero.

**Resistencia al cortante del refuerzo transversal**

La resistencia proporcionada por el acero será considerada solo por estribos cerrados dispuestos a 90 grados respecto del eje del elemento.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(v_n - v_c)b_w}{f_y} \quad (5.56)$$

Donde  $A_v$  es el área total de ramales como refuerzo transversal y  $s$  el espaciamiento centro a centro entre estribos.

La cuantía de refuerzo por corte debe satisfacer el siguiente rango:

$$0.0015 \leq A_t/b_w s \leq 0.002 \quad (5.57)$$

#### Cortante por deslizamiento

Existe una probabilidad que ocurran desplazamientos considerables cuando las grietas por flexión se combinen con las grietas debidas a cortante en el desarrollo del ciclo histerético de las regiones críticas, ocasionando la falla por deslizamiento por esfuerzos de corte.

Para prevenir este tipo de falla se debe proveer refuerzo diagonal en las regiones críticas (ver figura 5.16), cuando se cumpla la siguiente relación en MPa:

$$v_n \geq 0.25(2 + r)\sqrt{f'c} \quad (5.58)$$

Donde  $r$  define el índice de fuerzas cortantes de diseño asociado con los momentos reversibles en la sección de rótula plástica:

$$r = V_{un}/V_{um} \leq 0 \quad (5.59)$$

Este valor es siempre negativo, donde  $V_{un}$  y  $V_{um}$  son la menor y la mayor fuerza cortante aplicada en direcciones opuestas respectivamente.

Cuando la ecuación 5.58 es aplicable, el refuerzo diagonal a proveer debe resistir una fuerza cortante no menor de [MPa]:

$$V_{di} \geq 0.7 \left( \frac{v_n}{\sqrt{f'c}} + 0.4 \right) (-r)V_n \quad (5.60)$$

Aplicable cuando el valor de  $r$  está en el rango de  $-1 < r < -0.2$ ; cuando el valor de  $r > -0.2$ , no es necesario considerar refuerzo diagonal.

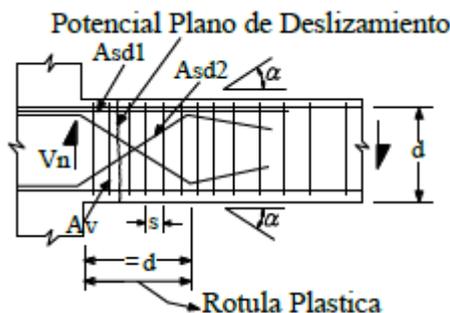


Figura 5.16. Control de deslizamiento por cortante en región de potencial rótula plástica (Paulay and Priestley, 1992)

El área total de refuerzo diagonal para el control del deslizamiento es:

$$A_{sd1} + A_{sd2} \geq A_{di} / (f_y \text{sen} \alpha) \quad (5.61)$$

El refuerzo calculado deberá desarrollarse asumiendo que la rótula plástica se extiende una longitud igual a  $d$  desde la cara del soporte (ver figura 5.16).

Para el caso de columnas, el uso de dowells verticales es suficiente para evitar este tipo de falla en el caso de ser necesario.

### 5.3.5. Factor de Reducción de Resistencia

Como sabemos, es típico el uso de factores de reducción de resistencia en muchos códigos actuales (incluidos los del Perú), de la siguiente forma:

$$\phi S_n \geq S_u \quad (5.62)$$

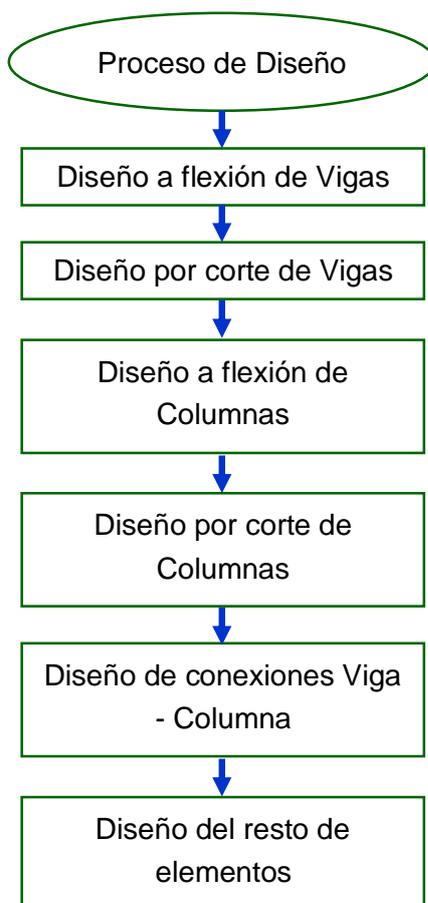
Donde  $\phi$  toma en cuenta la posibilidad de materiales defectuosos, errores en los métodos de análisis y variación de dimensiones.

Debido a que el principio del diseño por capacidad se basa en que los requerimientos de flexión y cortante sean determinados considerando las máximas acciones posibles de sobrerresistencia del material a la flexión en zonas de rótula plástica, se considera innecesariamente conservativo el uso de factores de reducción de la resistencia ideal, por debajo de la unidad.

Puede considerarse en las rótulas plásticas de las vigas se trabajará con las resistencias efectivas o esperadas de los materiales, con un factor de reducción de la resistencia  $\phi = 1$ . Para las demás secciones de la viga  $\phi = 0.9$ .

### 5.3.6. Diseño de vigas de concreto armado

El diseño en general de estructuras de pórticos de concreto armado tiene el siguiente orden secuencial cuando aplicamos el diseño por capacidad:



*Figura 5.17. Secuencia de diseño por capacidad de pórticos de concreto armado*

#### **Diseño por flexión de vigas**

En esta parte, se presta importancia al diseño de las regiones críticas (rótulas plásticas). La resistencia normal se basa en resistencias características conservadoras de los materiales y además usa factores de reducción de resistencia  $\phi$ . Así tiene que ser con las cargas de gravedad, para lograr reservas

razonables de resistencia y reducir la probabilidad de fallas catastróficas. Pero durante un sismo fuerte se cuenta con la posible aparición de rótulas plásticas; el uso de resistencias conservadoras para los materiales y de factores de reducción de resistencia no van a impedir los efectos sísmicos inelásticos.

El diseño basado en desplazamientos se basa en la resistencia requerida para un desplazamiento sísmico máximo, con hipótesis de comportamiento de las estructuras más reales que las de los métodos tradicionales (basado en fuerzas). Priestley et al. (2007) proponen diseñar las rótulas plásticas para los momentos flectores obtenidos a partir del método de la estructura sustituta, pero con base en valores más reales de las resistencias de los materiales, así:

- No usar factores de reducción de resistencia  $\phi = 1.0$
- Usar para la resistencia del concreto  $f'_{ce} = 1.3f'_c$
- Usar para la resistencia del acero  $f_{ye} = 1.1f_y$

Para evaluar la resistencia real máxima a flexión que podría alcanzar las rótulas plásticas proponen:

- Tener en cuenta los factores de reducción de resistencia de la Norma.
- Usar para la resistencia del concreto  $f'_{co} = 1.7f'_c$
- Usar para la resistencia del acero  $f_{yo} = 1.3f_y$

Para las regiones elásticas, se usan los factores de reducción convencionales de diseño y con las resistencias de los materiales sin amplificar.

Con las siguientes expresiones se determinan las áreas de acero requerido, tanto para las regiones plásticas y elásticas, tomando en cuenta los parámetros mencionados líneas arriba.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad (5.63a)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (5.63b)$$

(a) Refuerzo longitudinal mínimo:

Se usa para asegurar que el refuerzo en tensión tenga una resistencia ideal a la flexión considerablemente mayor al momento de agrietamiento; es necesario una distribución adecuada del agrietamiento en las zonas de rótulas plásticas para evitar la posibilidad de una excesiva demanda local por curvatura. La siguiente ecuación asegura una resistencia ideal 50% mayor que el probable momento de agrietamiento.

$$\rho_{min} = 0.25\sqrt{f'c/fy} \quad [MPa] \quad (5.64)$$

(b) Refuerzo longitudinal máximo:

Por otro lado, para asegurar una ductilidad por curvatura adecuada, se limita la cuantía de refuerzo.

$$\rho_{max} = \left[ \frac{275}{fy} \right] \frac{1 + 0.17(f'c/7 - 3)}{100} \left( 1 + \frac{\rho'}{\rho} \right) < \frac{7}{fy} \quad [MPa] \quad (5.65)$$

Dónde:

$$\rho' \geq 0.5\rho \quad (5.66)$$

Las ecuaciones anteriores aplican a zonas de rótulas plásticas que usualmente se forman a partir de la cara de la columna de apoyo cuando la longitud de la viga es relativamente corta, caso contrario, las rótulas se formarían a cierta distancia del apoyo hacia el centro de la viga; en general, es también el diseñador quien define finalmente donde deben formarse los mecanismos.

Una característica particular observada en ensayos, es que cuando la rótula se forma lejos del apoyo (región de momentos positivos), las rotaciones inelásticas y por tanto los desplazamientos axiales, pueden incrementarse con cada ciclo secuencial destruyendo los componentes no estructurales.

La longitud de rótula plástica en vigas sobre el cual se debe considerar un detalle especial del refuerzo transversal, debe ser dos veces el peralte  $h$ :

(1) Cuando la sección crítica está ubicada en la cara del soporte (columna), la longitud  $2h$  se extiende hacia el centro de la viga, figura 5.18 (a).

- (2) Cuando la sección crítica está más allá de la cara del soporte pero no menos de  $h$  o  $500mm$ , la longitud  $2h$  debe iniciar a  $0.5h$  o  $250mm$  antes de la sección crítica, figura 5.18 (b).
- (3) En rótulas plásticas positivas donde la fuerza cortante sea cero en tales secciones, se debe detallar una longitud  $h$  a cada lado de la sección crítica, figura 5.18 (c).

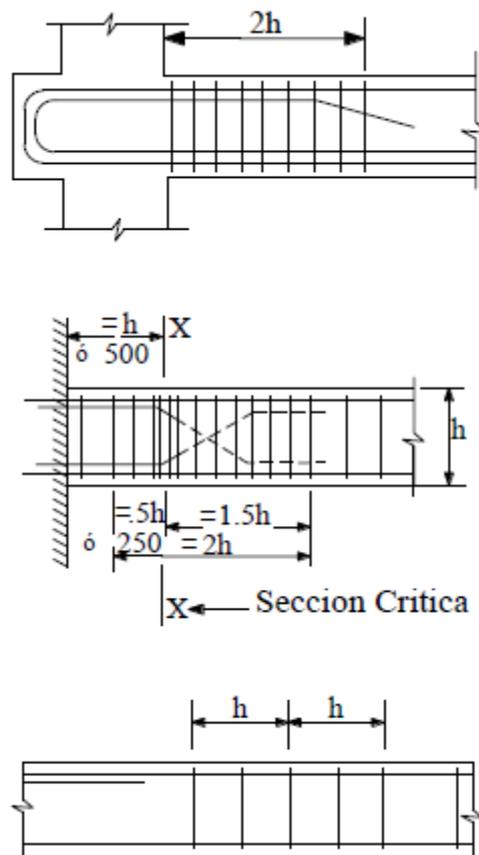


Figura 5.18. Ubicación de potenciales rótulas plásticas donde se requiere especial tratamiento de refuerzo (Paulay and Priestley, 1992)

### Sobrerresistencia a la flexión de rótulas plásticas:

De acuerdo con la filosofía del diseño por capacidad expuesto en 5.3.2, se deben estimar las máximas acciones probables impuestas sobre la viga durante algún evento sísmico que produzca desplazamientos inelásticos muy grandes. Bajo estas condiciones, se toma en cuenta el mejoramiento de la resistencia del refuerzo estructural más allá del esfuerzo de fluencia  $f_y$  debido al endurecimiento

por deformación cuando se desarrollan las ductilidades por curvatura máxima, siendo magnificados a  $\lambda_o f_y$ .

Debido a la poca influencia del concreto en la resistencia a la flexión de vigas doblemente reforzadas, se considera que el mejoramiento de la resistencia de la sección es debida solo al acero. Con esto, la sobrerresistencia a la flexión  $M_o$  en una sección crítica de una potencial rótula plástica puede estimarse con buena aproximación con:

$$M_o = \lambda_o A_s f_y (d - a/2) \quad (5.67)$$

Donde  $\lambda_o$  es el factor de sobrerresistencia del refuerzo,  $d$  es el peralte efectivo de la sección y  $a$  longitud donde se presenta los esfuerzos a compresión de la viga.

#### **Factor de sobrerresistencia en vigas ( $\phi_o$ ):**

La sobrerresistencia por flexión de una viga puede ser expresado en términos del momento de diseño  $M_E$ , resultante del análisis según DBDD.

$$\phi_o = M_o / M_E \quad (5.68)$$

El factor de sobrerresistencia debe ser calculado para cada dirección del sismo en caso de presentar valores diferentes entre los momentos de ida y vuelta; también puede ser expresado así:

$$\phi_o = M_o / M_E = \lambda_o M_n / \phi M_n = \lambda_o / \phi \quad (5.69)$$

El valor de  $\phi_o$  estimado según la ecuación 5.69 es muy parecido al cálculo con la ecuación 5.68 cuando los momentos de diseño predominantes son las de sismo.

#### **Diseño por corte de vigas**

Las deformaciones inelásticas causadas por los esfuerzos de corte están asociados con la pérdida de ductilidad, reducción de resistencia y pérdida significativa de disipación de energía, por tanto, se debe evitar el desarrollo de este mecanismo de falla; para ello el diseño por capacidad considera diseñar las vigas

para los esfuerzos de corte ( $V_{Bi}$ ) que se puedan generar durante la sobrerresistencia debido a la flexión.

$$V_{Bi} = V_{gB} + V_{Eo} \quad (5.70)$$

Donde  $V_{gB}$  es la fuerza de corte debido a las cargas de gravedad,  $V_{Eo}$  es la fuerza de corte debido a la sobrerresistencia otorgada en el diseño por flexión de la viga. El tratamiento de diseño para zonas de potencial rótula plástica y zonas que permanecerán elásticas es diferente, para el primer caso es conveniente ignorar el aporte del concreto a la resistencia de corte debido a que la gran cantidad de grietas contribuyen a la pérdida de fricción intergranular del agregado haciéndolo poco efectivo, en estas zonas debemos asegurar que las fuerzas sean resistidas por el refuerzo de acero solamente; por otro lado, en zonas destinadas a un comportamiento elástico de la sección, la resistencia al corte es responsabilidad tanto del acero como del concreto.

Deben cumplirse los siguientes requerimientos de detalle del refuerzo en zonas críticas para mantener la estabilidad estructural al evitar el pandeo lateral del refuerzo longitudinal y permitir un adecuado confinamiento del concreto para no generar excesivas degradación de su resistencia cuando la sección está sometida a ciclos de carga y descarga:

- Los estribos deben estar arreglados tal que otorguen estabilidad lateral a cada barra longitudinal de la viga, a menos que la distancia centro a centro entre estas no exceda los 200 mm (figura 5.19).
- El diámetro de un ramal de estribo no debe ser menor a 6mm, y el área de cualquier ramal  $A_{te}$  en la dirección del potencial pandeo del refuerzo longitudinal no será menor que:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{16 f_{yt}} \frac{s}{100} \quad [MPa] \quad (5.71)$$

Donde  $\sum A_b$  es la suma de áreas de las barras longitudinales que se soportan en el ramal,  $f_{yt}$  la resistencia a la fluencia del ramal con espaciamiento horizontal  $s$ .

- El espaciamiento horizontal de los estribos no debe exceder el menor valor del siguiente cuadro:

*Tabla 5.1. Espaciamiento centro a centro entre estribos.*

Requerimiento	Espaciamiento Máximo del Refuerzo Transversal			
Para proveer resistencia al corte	$s \leq 0.5d$	$s \leq 600mm$		
Para evitar pandeo lateral de barras longitudinales en zona de rótula plástica	$s \leq 6d_{bl}$	$s \leq d/4$	$s \leq 150mm$	
Para proveer confinamiento al concreto en zonas de rótula plástica	$s \leq b_c/3$	$s \leq h_c/3$	$s \leq 6d_{bl}$	$s \leq 180mm$
En empalmes de traslape	$s \leq 8d_{bl}$	$s \leq 200mm$		

*Fuente: Paulay and Priestley, 1992*

Los requerimientos presentados no aplican a otras regiones que no sean de rótulas plásticas, para esto, puede aplicarse los requisitos que se indican en el código nacional de diseño.

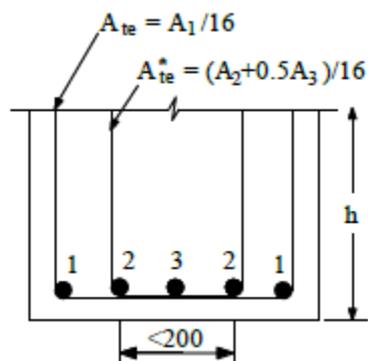


Figura 5.19. Arreglo y área de ramales de estribos para zonas de rótula plástica en vigas (Paulay and Priestley, 1992).

### 5.3.7. Diseño de columnas de concreto armado

Luego de diseñar las vigas y conocidos los factores de sobrerresistencia  $\phi_o$ , es sencillo determinar las acciones para las columnas teniendo en cuenta que solo se permitirá plastificación en la base de las mismas.

#### Diseño por flexión de columnas

Definitivamente las columnas deben permanecer esencialmente elásticos con excepción de su base, para esto, deberán ser más resistentes a los esfuerzos de flexión y cortante que las propias vigas.

Existen dos posibilidades con las que una columna puede sufrir fluencia del refuerzo longitudinal, una es que no se le prevea de suficiente resistencia para evitar plastificación mientras las vigas alcancen la máxima sobrerresistencia y otra muy común debido a los modos altos de vibración que amplifican los efectos sobre los elementos de toda la estructura. La ventaja del análisis presentado en 5.2 para DBDD, es que el diseñador tiene la posibilidad de escoger en que elementos se deben aplicar o no los factores convenientes que consideren lo explicado, con fin de garantizar el mecanismo de falla adecuado.

La experiencia indica que los momentos  $M_E$  obtenido del análisis, deben ser aumentados por el factor de sobrerresistencia a la flexión  $\phi_o$  y el factor de amplificación dinámica  $\omega_f$ , tal que se cumpla la siguiente ecuación:

$$M_u = \phi M_n \geq \phi_o \omega_f M_E \quad (5.72)$$



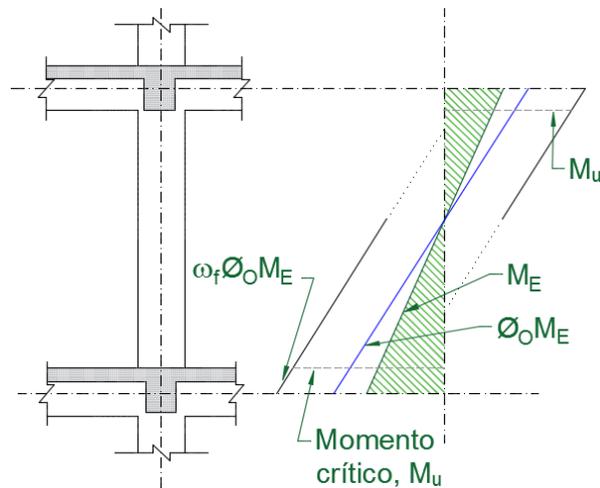


Figura 5.21. Momentos magnificados en una columna superior

El diseño de columnas debe contemplar la carga axial actuante para diferentes combinaciones de cargas de gravedad ( $P_g$ , pueden usarse las combinaciones del código nacional), adicionalmente a la carga axial (tracción o compresión) impuesta por las fuerzas cortantes generadas en las vigas cuando han alcanzado su sobrerresistencia por flexión durante un sismo ( $P_{Eo}$ ).

$$P_u = P_g \pm P_{Eo} \quad (5.74)$$

El momento  $M_u$  y la carga  $P_u$  de diseño pueden combinarse en un diagrama de interacción que considere el efecto del confinamiento transversal y vertical del concreto por el refuerzo.

#### ☑ Diseño por corte de columnas

Resultados de análisis de historia de respuesta no-lineal (NLRH) para edificios de pórticos (Pettinga and Priestley, 2005), muestran que las fuerzas cortantes en las columnas aumentan con el incremento de la intensidad sísmica, lo que conlleva a pensar que la variación del cortante es dependiente de la ductilidad  $\mu$  del sistema. Se propone la siguiente forma de amplificación dinámica para el cortante en columnas:

$$\phi V_n \geq \phi_o V_E + 0.1\mu V_{E,base} \leq \frac{M_{ot} + M_{ob}}{h_n} \quad (5.75)$$

Donde  $V_E$  es el cortante proveniente del análisis según DBDD,  $M_{ot}$  y  $M_{ob}$  son los momentos en la parte superior e inferior de la columna respectivamente,  $h_n$  es la altura libre de la columna. Sin embargo, debemos dar un tratamiento especial a las fuerzas cortantes que actuarán en regiones críticas de las columnas:

$$V_u = \frac{(\lambda_o/\phi)M_n + 1.3\phi_{o1}M_{E,top}}{h_n + 0.5h_b} \quad (5.76)$$

Donde  $M_n$  es el momento nominal en la región crítica según el diseño,  $\phi_{o1}$  el factor de sobrerresistencia de las vigas del 1<sup>er</sup> nivel,  $M_{E,top}$  el momento en la parte superior de la columna del 1<sup>er</sup> nivel,  $h_n$  la luz libre y  $h_b$  el peralte de viga.

Hay cuatro requerimientos de diseño que controlan la cantidad de refuerzo transversal que será provista en columnas:

- Resistencia a las fuerzas de corte
- Prevención al pandeo lateral de barras longitudinales en compresión
- Confinamiento del concreto comprimido en zona de rótula plástica
- Resistencia de barras longitudinales empalmadas por traslape

El nivel de detalle y cantidad depende si se está diseñando una región de potencial rotula plástica u otra que deberá permanecer esencialmente elástica. El criterio más severo controlará los requerimientos de cantidad, espaciamiento y configuración del refuerzo transversal.

(1) Diseño según resistencia a fuerzas de corte:

De manera similar al diseño de vigas, deberá cumplirse con la formulación presentada en 5.3.3, haciendo uso de las ecuaciones 5.49, 5.52, 5.53, 5.55 y 5.56.

(2) Diseño para prevención al pandeo de barras longitudinales:

El pandeo lateral de barras comprimidas luego que el recubrimiento de concreto se ha desprendido, puede conllevar a la fractura de las barras y a la formación de mecanismos inelásticos nada deseables por lo que se debe evitar. Se deben cumplir las condiciones indicadas en la tabla 5.1.

(3) Diseño para confinamiento de concreto comprimido:

Esto asegurará que la ductilidad rotacional en una zona de rótula plástica se desarrolle adecuadamente, la cantidad necesaria para este fin se debe proveer a los extremos de las columnas por ser potenciales zonas críticas, tan solo la mitad de este será necesario para las regiones intermedias. También deben cumplirse las condiciones de la tabla 5.1 para este caso.

Se asume que bajo el requerimiento más severo, se debe distribuir el refuerzo transversal en una longitud  $L_o$ , el mismo que debe ser más grande conforme la carga axial ( $P_u$ ) es mayor como sigue:

- Cuando  $P_u < 0.3f'cA_g$ , no menos que la mayor longitud de la sección transversal de la columna o la distancia a la sección donde los momentos sean igual al 80% del máximo momento en el extremo del miembro.
- Cuando  $P_u > 0.3f'cA_g$ , 1.5 veces la dimensión del primer ítem.
- Cuando  $P_u > 0.6f'cA_g$ , dos veces la dimensión requerida en el primer ítem.

Durante la respuesta inelástica del pórtico, el patrón de momentos a lo largo de la columna podría ser muy diferente de aquellas predichas por el análisis convencional, por ello se hace la siguiente asunción para la estimación de la longitud de confinamiento  $L_o$ :

- Cuando se predice un punto de inflexión en las columnas del primer nivel, se sumirá una línea de momentos que iniciará en el máximo momento de diseño de la base y se extenderá hasta la intersección de los ejes de vigas y columnas del primer nivel, puede identificarse esta línea en la figura 5.22 como  $M_{eq}$  asumido.

En regiones donde no se espera deformaciones plásticas, deberá reducirse gradualmente la cantidad de refuerzo transversal, se recomienda que sobre otra longitud  $L_o$  de la región crítica, deba colocarse la mitad de refuerzo utilizado en la rótula plástica, lo cual se puede alcanzar duplicando el espaciamiento ( $s$ ) diseñado para dicha región. Este refuerzo reducido también puede ser distribuido en los extremos de las columnas superiores al primer nivel.

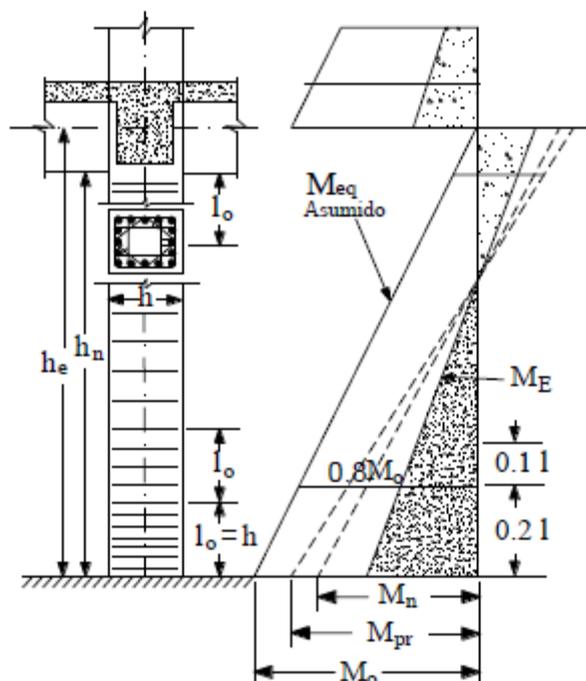


Figura 5.22. Definición de la longitud  $L_o$  para el primer nivel donde se requiere especial detalle del refuerzo transversal (Paulay and Priestley, 1992)

(4) Diseño de refuerzo transversal en barras empalmadas por traslape:

Para evitar pérdida de adherencia del anclaje en el concreto en empalmes por traslape, se debe proveer refuerzo transversal suficiente según los requerimientos de la tabla 5.1 para este caso.

Los empalmes pueden estar ubicados en los extremos de las columnas siempre y cuando se asegure la resistencia suficiente que garantice que dichas zonas se comportarán elásticamente, de lo contrario deben ser ubicados en el cuarto central de la altura de la columna con el confinamiento necesario.

Los requerimientos básicos para la disposición de los ganchos y estribos en la sección, es similar a los indicados en la norma peruana E.060 del 2009.

### 5.3.8. Diseño de conexiones viga-columna de concreto armado

En el presente trabajo no se pretende evaluar el comportamiento de las conexiones viga – columna en estructuras de pórticos, por lo que el desarrollo de esta parte del diseño escapa de nuestros objetivos y no será realizada; los interesados en esta parte pueden revisar bibliografía especializada (Paulay and Priestley, 1992).

Sin embargo, está claro que el diseño de conexiones es pieza fundamental ya que está sometida a grandes demandas de esfuerzos de corte y rotaciones que pueden dañar la adherencia de los anclajes embebidos en tales nudos, por lo que en cualquier proyecto no se debe descuidar esta etapa de diseño.

## CAPITULO VI

### 6. APLICACIÓN DE DISEÑO SISMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

El objetivo de este estudio es la aplicación del enfoque del método de diseño basado en desplazamientos para el diseño de pórticos irregulares de concreto armado. Para el propósito de la implementación del procedimiento DDBD, ilustrado en el capítulo 5, se usa el pórtico descrito en el capítulo 4 sección 4.2. (Ver figura 4.3 y 4.4).

#### 6.1. Procedimiento DDBD para el caso de estudio

##### 6.1.1. Representación del sistema de VGDL a un sistema de 1GDL

###### 6.1.1.1. Selección del nivel de deformación

Siguiendo los procedimientos explicados en la sección 5.1, se debe estimar el cortante basal de diseño; como primer paso determinamos los objetivos de desempeño que debe alcanzar nuestro edificio bajo la acción de diferentes intensidades de sismo teniendo como base el cuadro de la figura 2.2; por tratarse de un edificio de oficinas su diseño y comportamiento final deben corresponder a la de una edificación de objetivo esencial. La figura 6.1 marca el estado que la edificación deberá alcanzar bajo la acción de los sismos locales en distintos niveles.

	<b>Niveles de Desempeño</b>			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
<b>Niveles de Sismo</b> Frecuente 50%/30años (43 años)	①	x	x	x
Ocasional 50%/50años (72 años)	x	②	x	x
Raro 10%/50años (475 años)	x	x	③	x
Muy Raro 10%/100años (950 años)	x	x	x	④

Figura 6.1. Objetivo de desempeño para el edificio de 6 niveles

En DDBD, un adecuado diseño del objetivo ③ conlleva usualmente a cumplir los objetivos ①, ② y ④; en esta investigación se verifica el cumplimiento de esta premisa. Teniendo en cuenta esto, la tabla 2.1 indica que para el nivel de desempeño de “seguridad de vida”, el drift máximo es de 2%, se ha podido optar un valor menor, recordemos que en DDBD reducir el valor de la deriva objetivo no implica realizar un diseño más conservador como si suele pasar en el diseño basado en fuerzas, sino que más bien, es una muestra de la libertad que tiene el diseñador de seleccionar el valor de deriva necesaria de acuerdo a los contenidos y uso de su edificación. Sin embargo para esta investigación se hará uso de una deriva de 2%.

#### 6.1.1.2. Perfil de desplazamiento de cada nivel de pórtico

Para encontrar el perfil de desplazamientos de cada nivel del pórtico  $\Delta_i$ , y el perfil normalizado de desplazamientos inelásticos  $\delta_i$ , son calculados haciendo uso de las ecuaciones 5.1 a 5.6 y los resultados se tabulan en la tabla 6.1 y algunos resultados se dan como sigue:

$$\Delta_c = 0.02 \times 3.50 = 0.072 \text{ m}$$

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 \times 18.50 = 1.0871 > 1$$

Como  $\omega_\theta = 1.0871 > 1$ , entonces  $\omega_\theta = 1.0$  es usado para los cálculos.

Las masas sísmicas, en la parte superior de cada piso, también se dan en la columna 3 de la tabla 6.1. Para el cálculo de estas masas, se consideran el 100% de las cargas muertas y el 25% de las cargas vivas, recomendado en las Normas peruanas (Edificaciones de la categoría C), cuyo resumen de metrado de cargas se mostró en la tabla 4.1.

*Tabla 6.1. Cálculos para el Diseño por Desplazamiento, altura efectiva y masa efectiva del pórtico irregular de 6 pisos*

Piso i	Altura $H_i$ (m)	Masa $m_i$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	$\delta_i$	$\omega_\theta$	$\Delta_i$ (m)	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i H_i$
6	18.50	5.54	1.000	1.000	0.291	1.61	0.470	29.83
5	15.50	7.43	0.883	1.000	0.257	1.91	0.492	29.63
4	12.50	7.76	0.749	1.000	0.218	1.69	0.369	21.14
3	9.50	7.76	0.597	1.000	0.174	1.35	0.234	12.81
2	6.50	7.76	0.427	1.000	0.124	0.97	0.120	6.27
1	3.50	7.93	0.240	1.000	0.070	0.56	0.039	1.94
						$\Sigma(8.08)$	$\Sigma(1.72)$	$\Sigma(101.63)$

#### 6.1.1.3. Desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL

Haciendo uso de la ecuación 5.7, tenemos:

$$\Delta_d = 0.21m$$

#### 6.1.1.4. Altura efectiva del sistema equivalente de 1GDL

La ecuación 5.8 nos permite obtener la altura efectiva de la estructura sustituta para un sistema de varios grados de libertad.

$$H_e = 12.57m$$

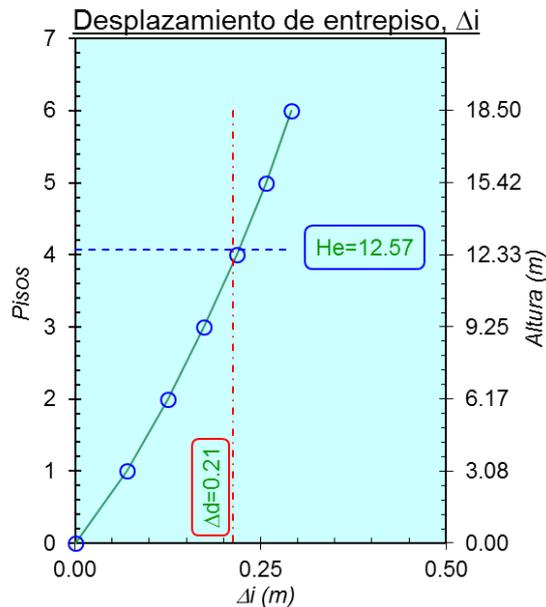
Ésta altura representa el 68% de la altura total de la estructura, generalmente la altura efectiva es ese valor de la altura total, como se indicó en un inicio.

#### 6.1.1.5. Masa efectiva del sistema equivalente de 1GDL

La ecuación 5.9 nos permite obtener la masa efectiva del sistema equivalente.

$$m_e = 37.92 \text{ ton} - s^2/m$$

En la siguiente figura se puede apreciar mediante un gráfico la representación del sistema de VGDL por un sistema de 1GDL.



#### 6.1.1.6. Factor de ductilidad de desplazamiento de diseño para el sistema equivalente de 1GDL

Para el cálculo del factor de ductilidad de diseño para el sistema de equivalente de 1GDL se usa la ecuación 5.10 a la ecuación 5.16 y los resultados se tabulan en la tabla 6.2.

Tabla 6.2. Cálculos para determinar el Factor de Ductilidad para el pórtico irregular de 6 niveles.

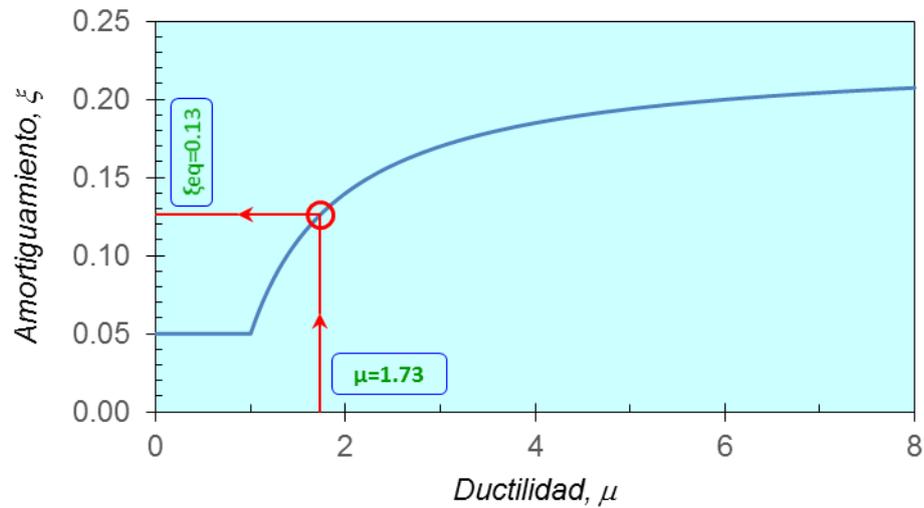
$f_v$ (Mpa)	$E_s$ (Mpa)	$f_{ve}$ (Mpa)	$\epsilon_y$
420.00	2.10E+05	462	0.0022

$h_{bi}$ (m)		$L_{bi}$ (m)		$\theta_{vi}$ (m)		M1/M2	$\Delta y$ (m)	$\mu$
1	2	1	2	1	2			
0.60	0.60	6.00	4.00	0.0110	0.0073	1.00	0.1229	1.73

#### 6.1.1.7. Amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema equivalente de 1GDL

Usando la ecuación 5.17 calculamos el amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema de 1GDL.

$$\xi_{eq} = 0.1262 = 12.62\%$$



#### 6.1.1.8. Período efectivo en la respuesta de desplazamiento máximo

Para determinar el periodo efectivo requerimos contar con el espectro de desplazamientos; para ello, con las características del suelo, la categoría y la zona donde está ubicada la estructura podemos obtener el espectro de aceleraciones. Del espectro de aceleraciones podemos obtener el espectro de desplazamientos mediante la ecuación 5.20, y con ello obtenemos el periodo efectivo.

Zonificación, según E.030-2016 (2.1)

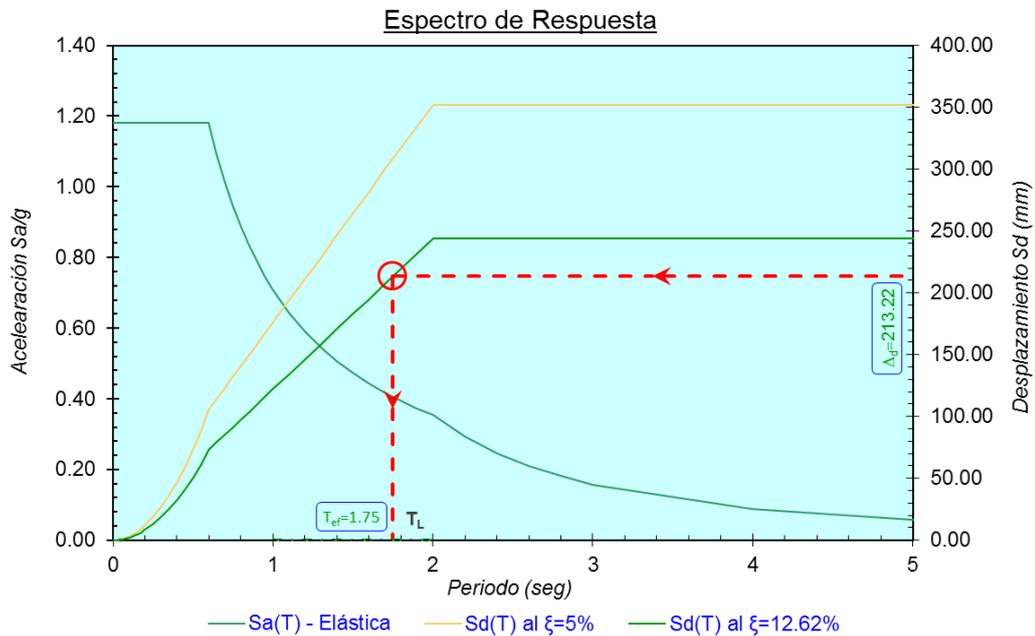
Zona	Z
4	0.45 g

Parámetros de Sitio, Según E.030-2016 (2.4)

Tipo de suelo	S	$T_P$	$T_L$
S2	1.05	0.60	2.00

Categoría del Edificio, Según E.030-2016 (3.1)

Categoría	U
Común C	1.00



De la gráfica podemos obtener el periodo buscado.

$\xi_{eq}$	$\Delta d$ (mm)	$T_{eff}$ (s)
12.62%	213.22	1.75

#### 6.1.1.9. Rigidez efectiva del sistema equivalente de 1GDL

Con la ecuación 5.23, calculamos la rigidez efectiva del sistema equivalente.

$$K_{eff} = 489 \text{ tn/m}$$

#### 6.1.1.10. Fuerza cortante basal

La fuerza cortante de la base, finalmente, se obtiene con la ecuación 5.25, es igual a:

$$V_{base} = 104.29 \text{ tn}$$

### 6.1.2. Acciones de diseño de la fuerza cortante basal del sistema de 1GDL en el sistema de VGDL

#### 6.1.2.1. Cálculo de fuerzas laterales en la parte superior de cada piso

Con la ecuación 5.27 determinamos la distribución de la fuerza cortante basal  $V_B$  en cada nivel del edificio. Y estos resultados se reflejan en la tabla 6.3, columna 8.

### 6.1.2.2. Cálculo del momento de volteo total ( $M_{OTM}$ )

Con la ecuación 5.28 calculamos los momentos de volteo de cada entrepiso y el momento de volteo total, estos resultados se dan en la tabla 6.3, columna 9.

*Tabla 6.3. Fuerza lateral en cada entrepiso y el momento de volteo total para el pórtico irregular de 6 niveles*

Piso i	Altura $H_i$ (m)	Masa $m_i$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	$\delta_i$	$\omega_0$	$\Delta_i$ (m)	$m_i\Delta_i$	$F_i$ (ton)	$M_{OTM}$ (ton-m)	
6	18.500	5.536	1.000	1.000	0.291	1.613	20.80	384.85	
5	15.500	7.432	0.883	1.000	0.257	1.912	24.66	382.28	
4	12.500	7.755	0.749	1.000	0.218	1.691	21.82	272.73	
3	9.500	7.755	0.597	1.000	0.174	1.348	17.39	165.21	
2	6.500	7.755	0.427	1.000	0.124	0.965	12.45	80.94	
1	3.500	7.931	0.240	1.000	0.070	0.555	7.16	25.07	
							$\Sigma(8.08)$	$\Sigma(104.29)$	$\Sigma(1311.08)$

### 6.1.2.3. Efecto P-Delta

Con la ecuación 5.29 calculamos los efectos P-Delta.

$$\theta_{\Delta} = 0.072 < 0.1$$

En vista de que  $\theta_{\Delta} < 0.1$ ; por lo que no hay necesidad de tener en cuenta los efectos P-Delta.

### 6.1.2.4. Fuerza de Corte de entrepiso

En el siguiente paso se encuentran las fuerzas de corte en cada nivel mediante la ecuación 5.31, y se muestran en la tabla 6.4.

*Tabla 6.4. Fuerza de Corte de entrepiso para el pórtico irregular de 6 niveles*

Piso i	$F_i$ (ton)	$V_{s,i}$ (ton)
6	20.80	20.80
5	24.66	45.47
4	21.82	67.28
3	17.39	84.68
2	12.45	97.13
1	7.16	104.29

## 6.2. Análisis estructural del pórtico basado en consideraciones de equilibrio

### 6.2.1. Fuerzas internas en viga

Las fuerzas internas de las vigas (fuerzas de corte y momentos) se obtienen utilizando las ecuaciones 5.32 a la ecuación 5.38. Los resultados de los cálculos se tabulan en la tabla 6.5.

Tabla 6.5. Fuerzas cortantes y momentos flectores en vigas del pórtico irregular de 6 niveles

Piso i	F <sub>i</sub> (ton)	V <sub>s,i</sub> (ton)	Fuerzas cortantes en Vigas		Momentos en Vigas (ejes de columna)			
			Exterior	Interior	Exterior		Interior	
					Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
6	20.80	20.80	3.01	4.51	9.02	-9.02	9.02	-9.02
5	24.66	45.47	6.57	9.86	19.72	-19.72	19.72	-19.72
4	21.82	67.28	9.73	14.59	29.18	-29.18	29.18	-29.18
3	17.39	84.68	12.24	18.36	36.73	-36.73	36.73	-36.73
2	12.45	97.13	14.04	21.06	42.13	-42.13	42.13	-42.13
1	7.16	104.29	15.08	22.62	45.23	-45.23	45.23	-45.23

Obsérvese que los momentos del vano dados en la tabla 6.5 se calcularon en el centro de los apoyos de las columnas.

### 6.2.2. Fuerzas internas en columnas

Las fuerzas internas de la columna se obtienen utilizando la ecuaciones 5.39 a 5.43, y los resultados finales se presentan en la tabla 6.6. Los valores de los momentos de las columnas de esta tabla se calculan en el centro de los vanos. Como se mencionó en la Sección 6.1.2.1, las columnas internas toman fuerzas de corte dos veces mayores en comparación con las columnas externas, esto se puede ver claramente comparando las columnas 5 y 6 de la tabla 6.6.

Tabla 6.6. Fuerzas cortantes y momentos en las columnas del pórtico irregular de 6 niveles

Nivel i	Altura H <sub>i</sub> (m)	Altura de entrepiso (m)	V <sub>s,i</sub> (ton)	Fuerzas cortantes en columnas		Momentos en columnas		Localizacio n
				Exterior	Interior	Exterior	Interior	
6	18.5	3	20.80	3.47	6.93	9.02 1.38	18.05 2.76	Arriba Abajo
5	15.5	3	45.47	7.58	15.16	18.34 4.39	36.68 8.78	Arriba Abajo
4	12.5	3	67.28	11.21	22.43	24.79 8.85	49.58 17.70	Arriba Abajo
3	9.5	3	84.68	14.11	28.23	27.88 14.46	55.75 28.92	Arriba Abajo
2	6.5	3	97.13	16.19	32.38	27.66 20.90	55.33 41.80	Arriba Abajo
1	3.5	3.5	104.29	17.38	34.76	24.33 36.50	48.67 73.00	Arriba Abajo

Hasta aquí se tienen las respuestas sísmicas (momentos flectores y fuerzas cortantes) obtenidas con el método basado en desplazamientos, lo que restaría es combinar éstas con las respuestas de la cargas por gravedad (momentos flectores, fuerzas cortantes y carga axial) y con ello proceder a realizar el diseño de cada elemento del pórtico.

A continuación se muestra las gráficas de los diagramas de momentos y cortantes por sismos calculados en las tablas 6.8 y 6.9.

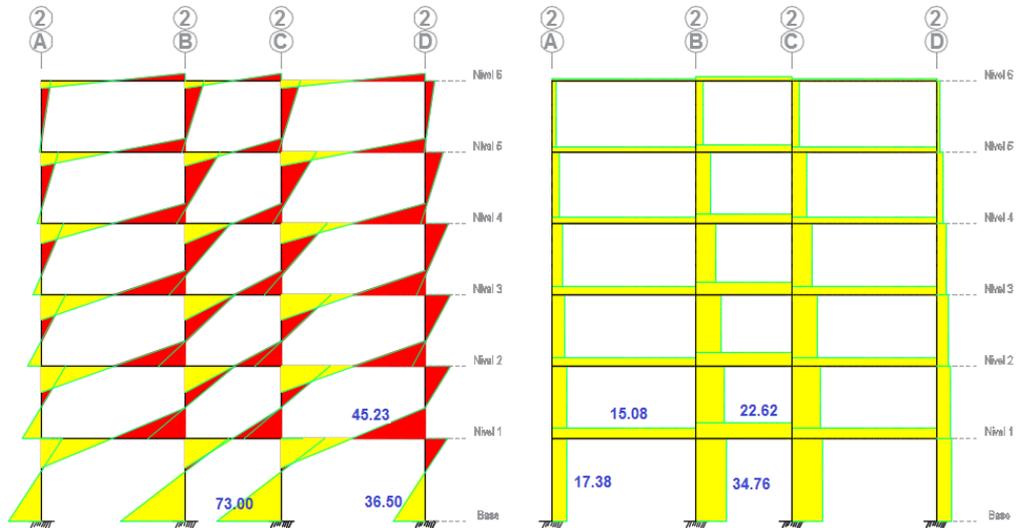


Figura 6.2. Diagrama de Momentos (ton-m) y Cortantes (ton) por Sismos - Método DDBD

En seguida se muestra los diagramas de momentos y cortantes por cargas muertas y cargas vivas, para los cálculos se utilizó el software SAP2000.

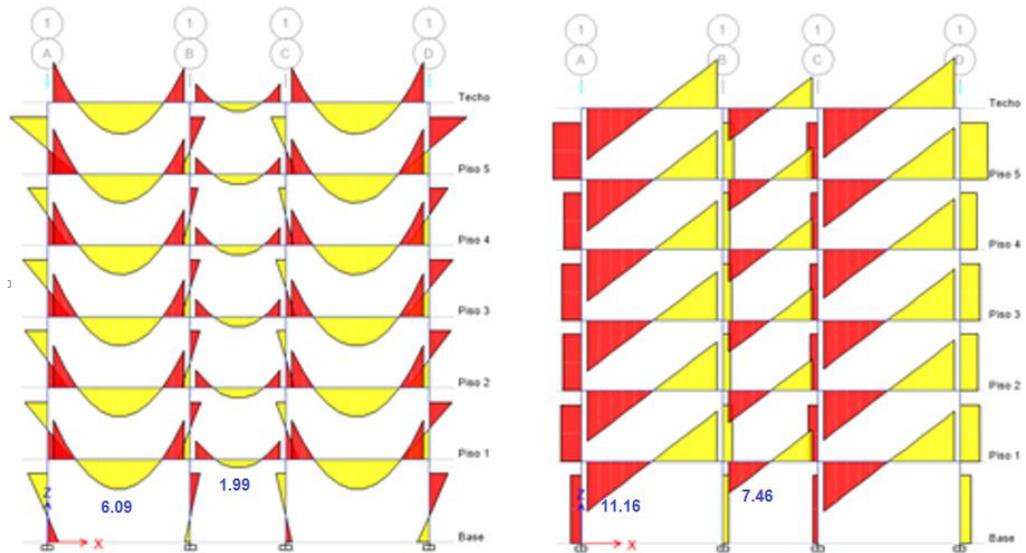


Figura 6.3. Diagrama de Momentos (ton-m) y Cortantes (ton) por cargas muertas y peso propio

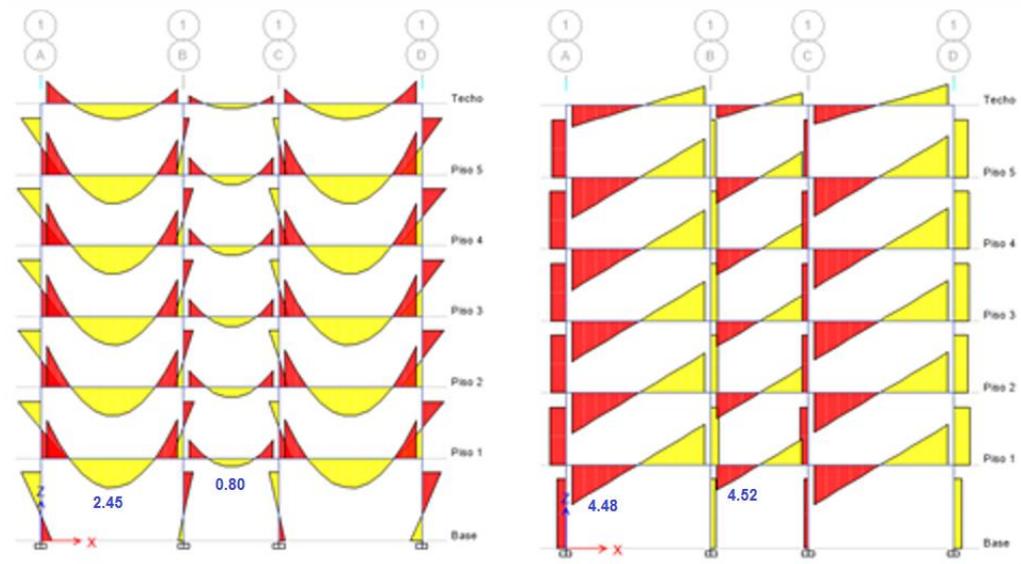


Figura 6.4. Diagrama de Momentos (ton-m) y Cortantes (ton) por cargas vivas

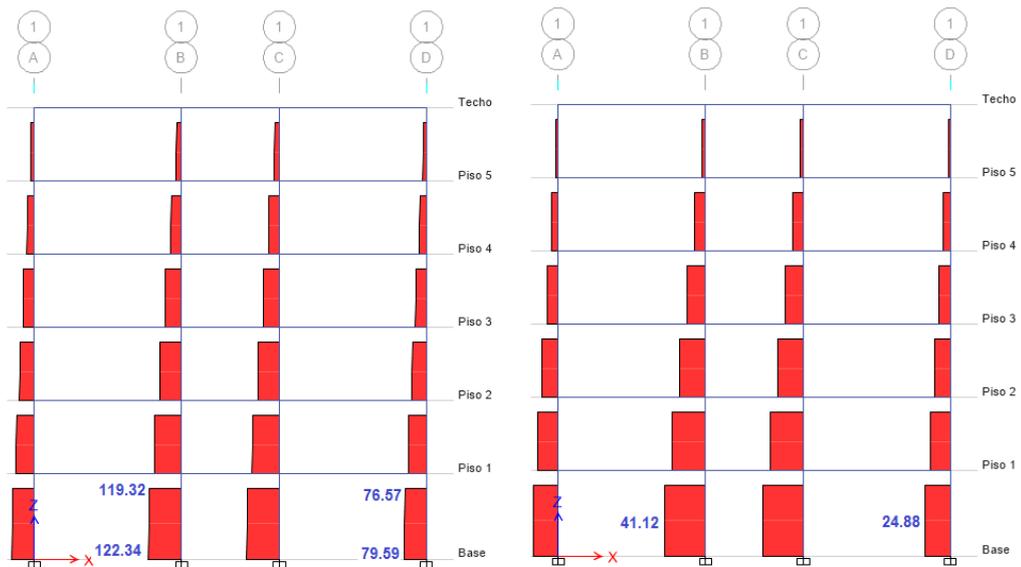


Figura 6.5. Diagrama de Fuerzas Axiales (ton) por cargas muertas y vivas.

### 6.3. Diseño por capacidad del pórtico

Como se había mencionado en la sección 5.3.6 para el diseño de las vigas se tendrá un mayor cuidado en las zonas críticas (rótulas plásticas).

#### 6.3.1. Diseño por flexión de vigas

Se considera que la formación de rótulas plásticas se debe concentrar en los extremos de las vigas. Por tanto, en estas zonas el momento de diseño será el mayor entre el generado por las cargas de gravedad ( $1.4CM + 1.7CV$ ), y el

momento por fuerzas laterales sin tener en cuenta las cargas de gravedad ( $M_E$  por cargas sísmicas, figura 6.2).

Para el diseño del resto de la viga (zonas elásticas), consideraremos todas las posibilidades de carga, esto es:

$$M_u(x) = M_{g1} = 1.4CM + 1.7CV \quad (6.1)$$

$$M_u(x) = M_{g2} = 1.25(CM + CV) \quad (6.2)$$

$$M_u(x) = M_E \quad (6.3)$$

$$M_u(x) = M_{E0} \quad (6.4)$$

$$M_u(x) = 0.7(M_{E0} + M_{g2}) \quad (6.5)$$

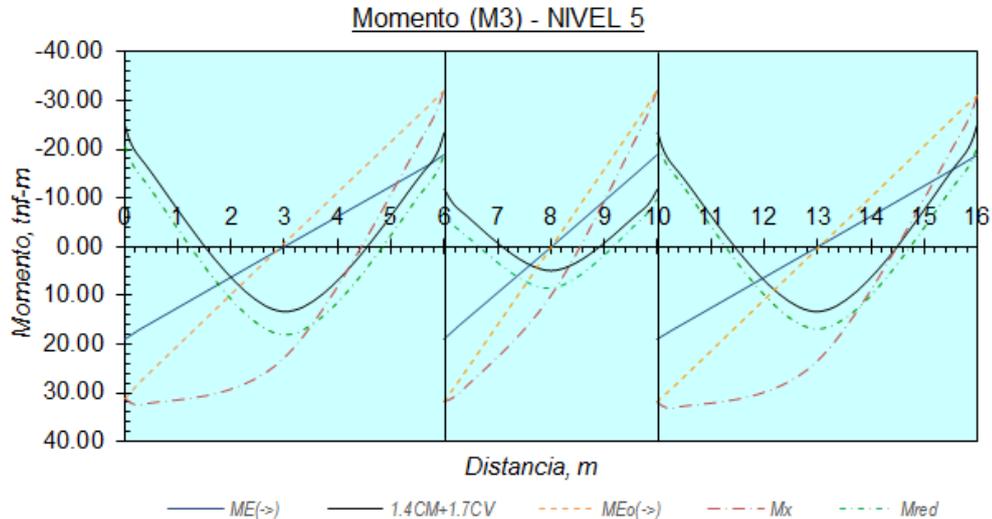
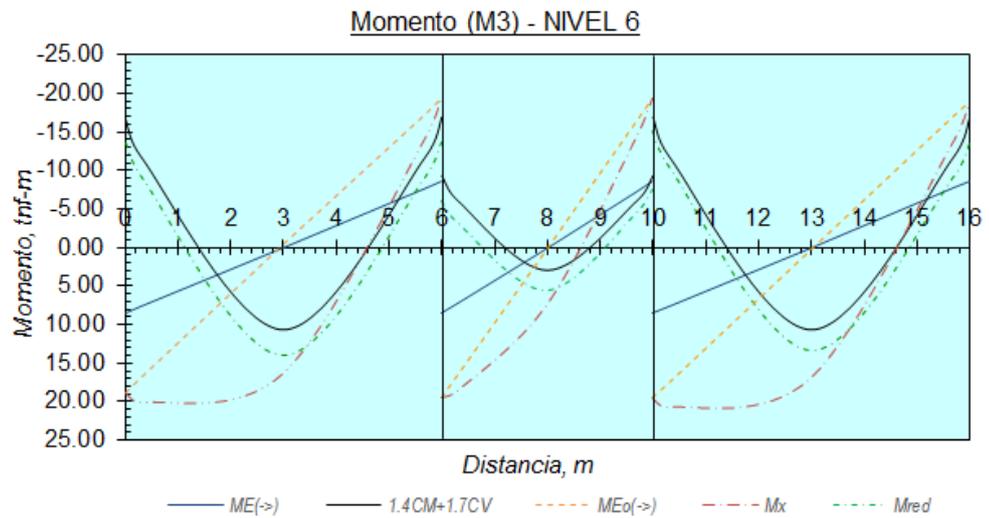
$$M_u(x) = Mx = M_{E0,l} + (M_{E0,r} - M_{E0,l}) \frac{x}{L} + \frac{W_g L}{2} x - \frac{W_g x^2}{2} \quad (6.6)$$

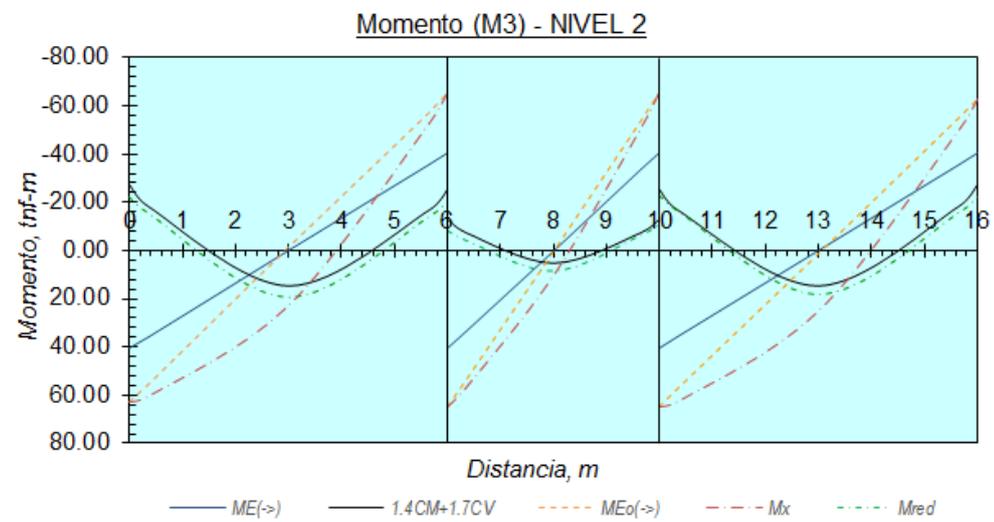
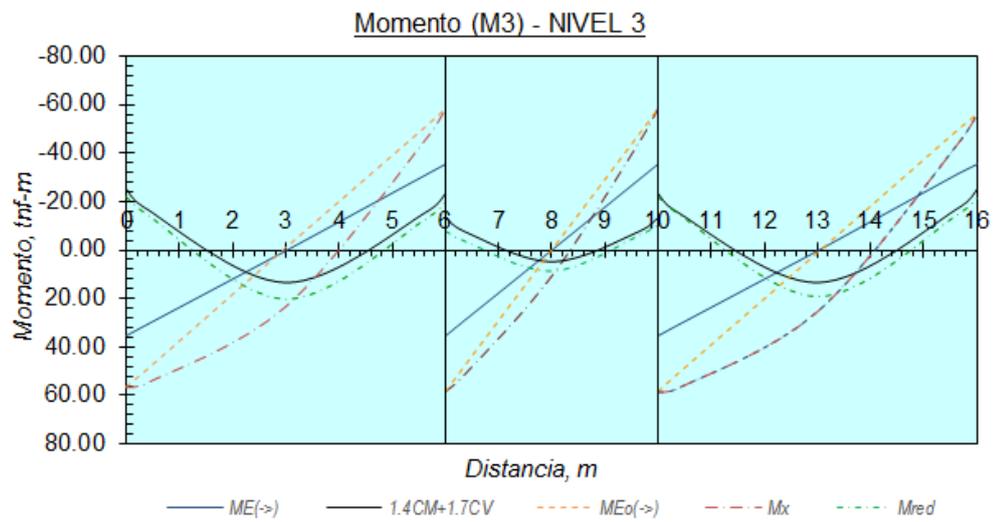
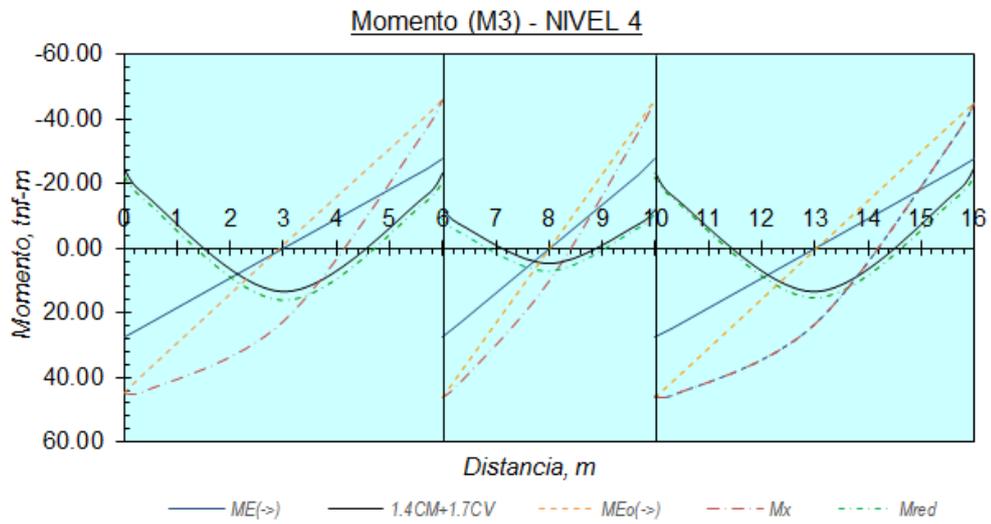
Donde  $M_{E0}$  es el momento debido a la carga sísmica amplificado por el factor de sobrerresistencia  $\phi_0$  para cada nivel. La ecuación 6.5 combina cargas de sismo y gravedad asumiendo una redistribución de momentos de 30%, la ecuación 6.6 representa al generado por las resistencias esperadas ( $M_{E0}$ ), adionando el momento correspondiente a una viga simplemente apoyada cargada con las fuerzas gravitacionales sin mayorar, teniendo en cuenta que en el extremo de la viga el momento no será mayor a  $M_{E0}$ .

Como se había mencionado en la sección 5.3.6 para el diseño a flexión en las rotulas plásticas se trabajará con las resistencias efectivas o esperadas de los materiales, con un factor de reducción de la resistencia  $\phi = 1$ . Para las demás secciones de la viga  $\phi = 0.9$ .

El ACI y nuestra norma de concreto (E-060) indican que el factor de redistribución para redistribuir los momentos negativos de las vigas continuas es igual a  $FR = 1000\epsilon_t\%$ . También indica que la máxima redistribución es de 20% y la mínima es de 7.5%. La redistribución de momentos debe hacerse solamente si  $\epsilon_t \geq 0.0075$  en la sección en la que se está reduciendo el momento.

Para el diseño de las vigas, las combinaciones de carga se muestran en la figura 6.6, en los cuales las representadas en línea continua son para el diseño de zonas críticas (rótulas plásticas), mientras que las líneas discontinuas para el diseño del resto de la viga.





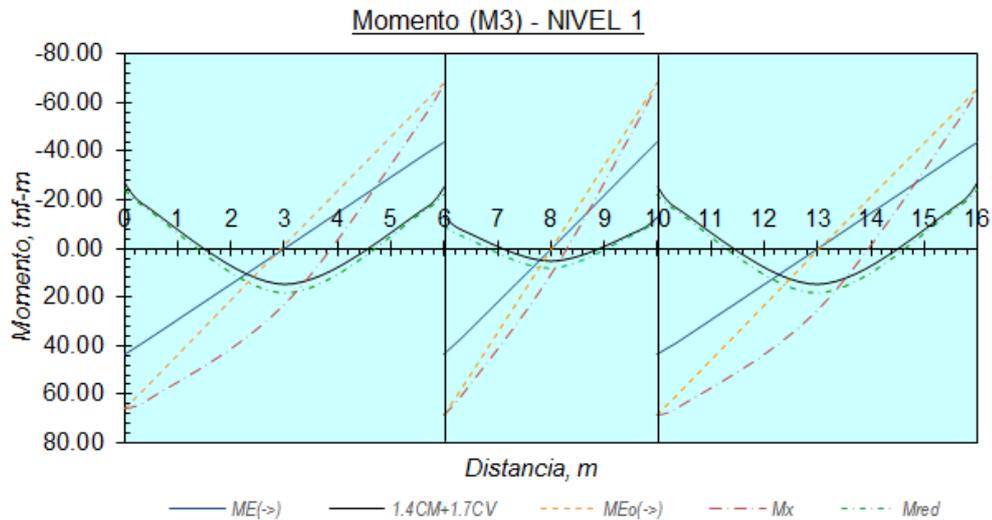


Figura 6.6. Diagrama de momentos flectores para vigas

### 6.3.1.1. Diseño de rótulas plásticas

En la sección 4.2.1 se había señalado las secciones de la viga y las características de los materiales, vigas de  $0.30\text{m} \times 0.60\text{m}$ , con concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , refuerzo transversal y longitudinal con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ , y factor de sobrerresistencia del material  $\lambda_0 = 1.4$  (pudiendo variar entre 1.3 a 1.6). En la tabla 6.7 se muestra el resumen del acero de refuerzo para cada viga del pórtico en las zonas críticas y también se muestra los factores de sobrerresistencia a flexión.

Tabla 6.7. Calculo de acero longitudinal en rótulas plásticas y estimación del factor de sobrerresistencia a flexión

RESUMEN DE CALCULO DE DISEÑO EN FLEXION - NIVEL 6								
ACERO LONGITUDINAL EN ROTULAS PLASTICAS								
Tramo	Ubicación	$M_b$ (ton-m)	$A_{s,cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sd}$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	$A_{s,real}$
I y III	Superior	-9.98	4.58	4.91	19.54	4.91	2Ø3/4"	5.70
	Inferior	8.27	3.77	4.91	19.54	4.91	2Ø3/4"	5.70
II	Superior	-7.89	3.60	4.91	19.54	4.91	2Ø3/4"	5.70
	Inferior	7.89	3.60	4.91	19.54	4.91	2Ø3/4"	5.70

ESTIMACION DEL FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA A FLEXION								
Tramo	Ubicación	Ln	$M_{u,real}$ (ton-m)	$M_{o,cara}$	$M_{o,eje}$	ME	$\phi_o$ Col 1 y 4	$\phi_o$ Col 2 y 3
I y III	Superior	5.50	12.35	-19.21	-20.96	-9.02	2.32	2.38
	Inferior	5.50	12.35	19.21	20.96	9.02		
II	Superior	3.50	12.35	-19.21	-21.96	-9.02		
	Inferior	3.50	12.35	19.21	21.96	9.02		

## RESUMEN DE CALCULO DE DISEÑO EN FLEXION - NIVEL 5

ACERO LONGITUDINAL EN ROTULAS PLASTICAS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sd</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	-18.08	8.49	4.91	19.54	8.49	3Ø3/4"	8.55
	Inferior	18.08	8.49	4.91	19.54	8.49	3Ø3/4"	8.55
II	Superior	-17.25	8.09	4.91	19.54	8.09	3Ø3/4"	8.55
	Inferior	17.25	8.09	4.91	19.54	8.09	3Ø3/4"	8.55

## ESTIMACION DEL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA A FLEXION

Tramo	Ubicación	Ln	M <sub>u,real</sub> (ton-m)	Mo,cara	Mo,eje	ME	Ø <sub>o</sub> Col 1 y 4	Ø <sub>o</sub> Col 2 y 3
I y III	Superior	5.50	20.21	-31.44	-34.30	19.72	1.74	1.78
	Inferior	5.50	20.21	31.44	34.30	-19.72		
II	Superior	3.50	20.21	-31.44	-35.93	19.72		
	Inferior	3.50	20.21	31.44	35.93	-19.72		

## RESUMEN DE CALCULO DE DISEÑO EN FLEXION - NIVEL 4

ACERO LONGITUDINAL EN ROTULAS PLASTICAS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sd</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	-26.26	11.31	4.91	19.54	11.31	4Ø3/4"	11.40
	Inferior	26.26	11.31	4.91	19.54	11.31	4Ø3/4"	11.40
II	Superior	-24.81	10.64	4.91	19.54	10.64	4Ø3/4"	11.40
	Inferior	24.81	10.64	4.91	19.54	10.64	4Ø3/4"	11.40

## ESTIMACION DEL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA A FLEXION

Tramo	Ubicación	Ln	M <sub>u,real</sub> (ton-m)	Mo,cara	Mo,eje	ME	Ø <sub>o</sub> Col 1 y 4	Ø <sub>o</sub> Col 2 y 3
I y III	Superior	5.40	26.45	-41.15	-45.72	29.18	1.57	1.61
	Inferior	5.40	26.45	41.15	45.72	-29.18		
II	Superior	3.40	26.45	-41.15	-48.41	29.18		
	Inferior	3.40	26.45	41.15	48.41	-29.18		

## RESUMEN DE CALCULO DE DISEÑO EN FLEXION - NIVEL 3

ACERO LONGITUDINAL EN ROTULAS PLASTICAS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sd</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	-33.05	14.55	4.91	19.54	14.55	3Ø3/4"+3Ø5/8"	14.49
	Inferior	33.05	14.55	4.91	19.54	14.55	3Ø3/4"+3Ø5/8"	14.49
II	Superior	-31.22	13.66	4.91	19.54	13.66	3Ø3/4"+3Ø5/8"	14.49
	Inferior	31.22	13.66	4.91	19.54	13.66	3Ø3/4"+3Ø5/8"	14.49

## ESTIMACION DEL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA A FLEXION

Tramo	Ubicación	Ln	M <sub>u,real</sub> (ton-m)	Mo,cara	Mo,eje	ME	Ø <sub>o</sub> Col 1 y 4	Ø <sub>o</sub> Col 2 y 3
I y III	Superior	5.40	32.93	-51.22	-56.91	36.73	1.55	1.60
	Inferior	5.40	32.93	51.22	56.91	-36.73		
II	Superior	3.40	32.93	-51.22	-60.26	36.73		
	Inferior	3.40	32.93	51.22	60.26	-36.73		

## RESUMEN DE CALCULO DE DISEÑO EN FLEXION - NIVEL 2

ACERO LONGITUDINAL EN ROTULAS PLASTICAS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sd</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	-37.91	16.97	4.91	19.54	16.97	5Ø3/4"+1Ø5/8"	16.23
	Inferior	37.91	16.97	4.91	19.54	16.97	5Ø3/4"+1Ø5/8"	16.23
II	Superior	-35.81	15.91	4.91	19.54	15.91	5Ø3/4"+1Ø5/8"	16.23
	Inferior	35.81	15.91	4.91	19.54	15.91	5Ø3/4"+1Ø5/8"	16.23

## ESTIMACION DEL FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA A FLEXION

Tramo	Ubicación	Ln	M <sub>u,real</sub> (ton-m)	Mo,cara	Mo,eje	ME	Ø <sub>o</sub> Col 1 y 4	Ø <sub>o</sub> Col 2 y 3
I y III	Superior	5.40	36.45	-56.71	-63.01	-42.13	1.50	1.54
	Inferior	5.40	36.45	56.71	63.01	42.13		
II	Superior	3.40	36.45	-56.71	-66.71	-42.13		
	Inferior	3.40	36.45	56.71	66.71	42.13		

## RESUMEN DE CALCULO DE DISEÑO EN FLEXION - NIVEL 1

ACERO LONGITUDINAL EN ROTULAS PLASTICAS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sd</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	-40.71	18.40	4.91	19.54	18.40	4Ø5/8"+2Ø1"	18.05
	Inferior	40.71	18.40	4.91	19.54	18.40	4Ø5/8"+2Ø1"	18.05
II	Superior	-38.45	17.24	4.91	19.54	17.24	4Ø5/8"+2Ø1"	18.05
	Inferior	38.45	17.24	4.91	19.54	17.24	4Ø5/8"+2Ø1"	18.05

## ESTIMACION DEL FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA A FLEXION

Tramo	Ubicación	Ln	M <sub>u,real</sub> (ton-m)	Mo,cara	Mo,eje	ME	Ø <sub>o</sub> Col 1 y 4	Ø <sub>o</sub> Col 2 y 3
I y III	Superior	5.40	40.04	-62.28	-69.20	45.23	1.53	1.57
	Inferior	5.40	40.04	62.28	69.20	-45.23		
II	Superior	3.40	40.04	-62.28	-73.27	45.23		
	Inferior	3.40	40.04	62.28	73.27	-45.23		

Como se indicó en la sección 5.3, la sobrerresistencia por flexión de las secciones de la viga se mide a través del factor de sobrerresistencia por flexión, el cual se obtiene a través de la ecuación 5.68  $\varnothing_0 = M_0/M_E$ . Estos factores deben compararse con el factor obtenido en el caso que el momento sismo sea igual al momento resistente, es decir se debe comparar con  $\varnothing_0 = \lambda_0/\varnothing = 1.4/0.9 = 1.56$ . Esto se hace con el fin de evaluar el exceso o deficiencia de resistencia; es decir, si  $\varnothing_0 > 1.56$  indica que se ha suministrado en el nudo una resistencia mayor que la requerida por el sismo; y si  $\varnothing_0 < 1.56$ , indica que la resistencia suministrada en el nudo es menor a la requerida por el sismo, lo cual ocurre generalmente cuando se compara el momento de diseño positivo, donde el momento de sismo se ve influenciado o disminuido por el momento de las cargas de gravedad, en este caso se recomienda aumentar el refuerzo de la viga en ese nudo.

### 6.3.1.2. Diseño de tramos entre rótulas plásticas

Para las mismas vigas, usamos la envolvente de momentos de la figura 6.6, las líneas discontinuas.

Tabla 6.8. Cálculo de acero longitudinal en tramos elásticos

RESUMEN DE CÁLCULO DE DISEÑO EN FLEXIÓN - NIVEL 6								
ACERO LONGITUDINAL EN TRAMOS ELÁSTICOS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,d</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	16.33	8.53	5.40	19.54	8.53	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						3Ø3/4"	8.55
II	Superior	7.37	3.71	5.40	19.54	5.40	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						2Ø3/4"	5.70

RESUMEN DE CÁLCULO DE DISEÑO EN FLEXIÓN - NIVEL 5								
ACERO LONGITUDINAL EN TRAMOS ELÁSTICOS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,d</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	22.72	12.21	5.40	19.54	12.21	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						4Ø3/4"	11.40
II	Superior	10.28	5.24	5.40	19.54	5.40	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						2Ø3/4"	5.70

RESUMEN DE CÁLCULO DE DISEÑO EN FLEXIÓN - NIVEL 4								
ACERO LONGITUDINAL EN TRAMOS ELÁSTICOS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,d</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	22.46	12.06	5.40	19.54	12.06	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						4Ø3/4"	11.40
II	Superior	10.28	5.24	5.40	19.54	5.40	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						2Ø3/4"	5.70

RESUMEN DE CÁLCULO DE DISEÑO EN FLEXIÓN - NIVEL 3								
ACERO LONGITUDINAL EN TRAMOS ELÁSTICOS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,d</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	22.29	11.96	5.40	19.54	11.96	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						4Ø3/4"	11.40
II	Superior	10.28	5.24	5.40	19.54	5.40	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						2Ø3/4"	5.70

RESUMEN DE CÁLCULO DE DISEÑO EN FLEXIÓN - NIVEL 2								
ACERO LONGITUDINAL EN TRAMOS ELÁSTICOS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,d</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	22.20	11.91	5.40	19.54	11.91	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						4Ø3/4"	11.40
II	Superior	10.28	5.24	5.40	19.54	5.40	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						2Ø3/4"	5.70

RESUMEN DE CÁLCULO DE DISEÑO EN FLEXIÓN - NIVEL 1								
ACERO LONGITUDINAL EN TRAMOS ELÁSTICOS								
Tramo	Ubicación	M <sub>y</sub> (ton-m)	A <sub>s,cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,d</sub> (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo	A <sub>s,real</sub>
I y III	Superior	22.11	11.85	5.40	19.54	11.85	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						4Ø3/4"	11.40
II	Superior	10.28	5.24	5.40	19.54	5.40	2Ø3/4"	5.70
	Inferior						2Ø3/4"	5.70

En estas zonas elásticas el acero de refuerzo fue estimado según los procedimientos básicos de diseño. Como se mencionó anteriormente se usó el factor de reducción de resistencia  $\phi = 0.9$ .

### 6.3.2. Diseño por corte de vigas

Corresponde a las fuerzas de corte originadas por la sobrerresistencia a flexión de las rótulas plásticas de las vigas. Para estimar las fuerzas cortantes máximas de diseño ( $V_{E0} = \phi_0 V_E$ ), tomamos el valor promedio de los factores de sobrerresistencia que fueron calculados en la tabla 6.7 y estos se muestran en tabla 6.9 para cada nivel.

Tabla 6.9. Factores de sobrerresistencia

Nivel	$\phi_0$ Columna exterior	$\phi_0$ Columna interior	$\phi_0$ promedio
$\phi_{06}$	2.32	2.38	2.35
$\phi_{05}$	1.74	1.78	1.76
$\phi_{04}$	1.57	1.61	1.59
$\phi_{03}$	1.55	1.60	1.57
$\phi_{02}$	1.50	1.54	1.52
$\phi_{01}$	1.53	1.57	1.55

Para determinar la envolvente de cortantes, se consideran las siguientes combinaciones:

$$V_u(x) = V_{g1} = 1.4CM + 1.7CV \quad (6.7)$$

$$V_u(x) = V_{g2} = 1.25(CM + CV) \quad (6.8)$$

$$V_u(x) = V_{g3} = 0.9CM \quad (6.9)$$

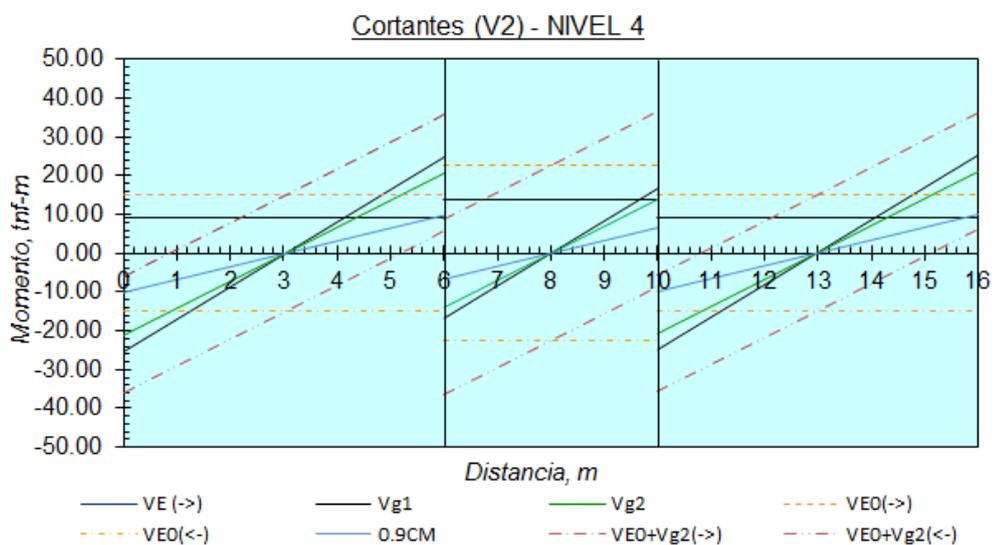
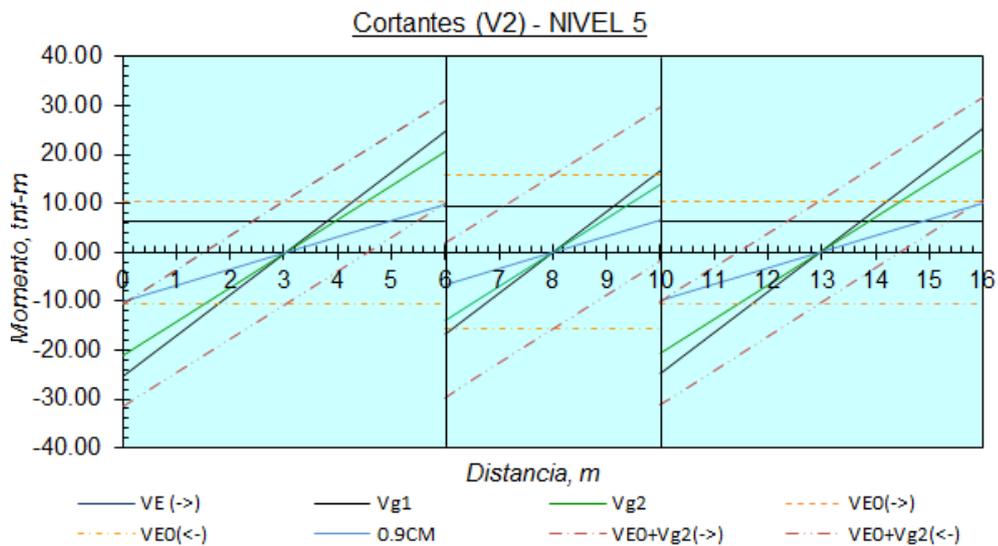
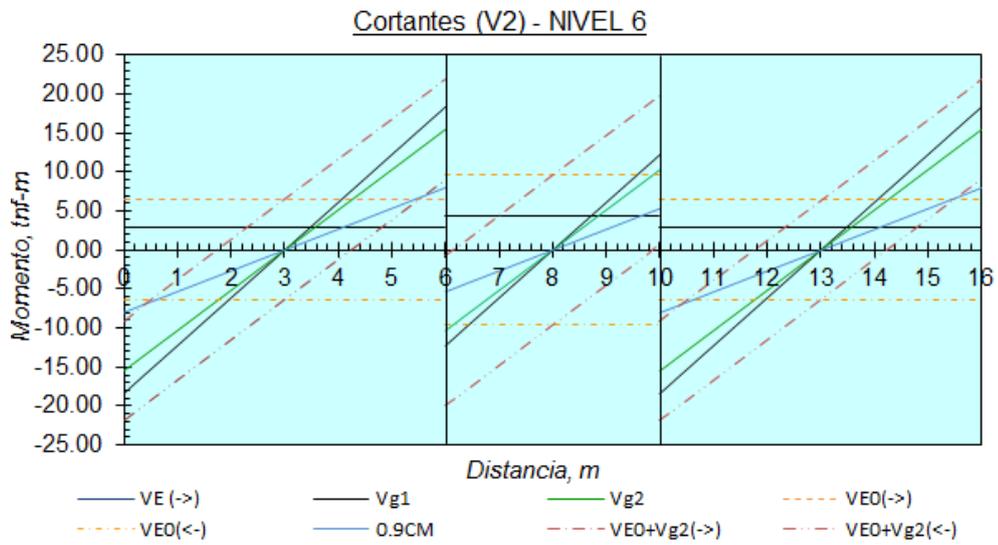
$$V_u(x) = V_E \quad (6.10)$$

$$V_u(x) = V_{E0} \quad (6.11)$$

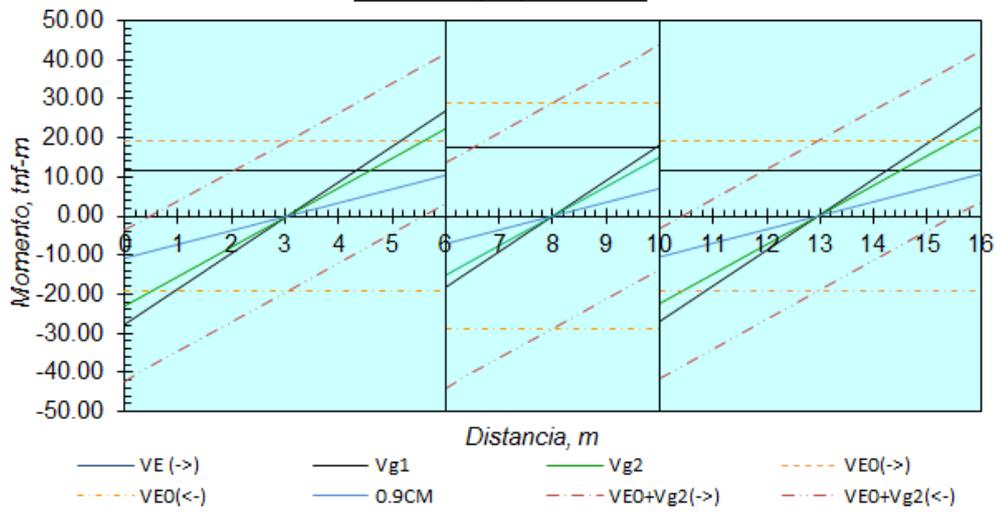
$$V_u(x) = V_{E0} + V_{g2} \quad (6.12)$$

$$V_u(x) = V_{E0} + V_{g3} \quad (6.13)$$

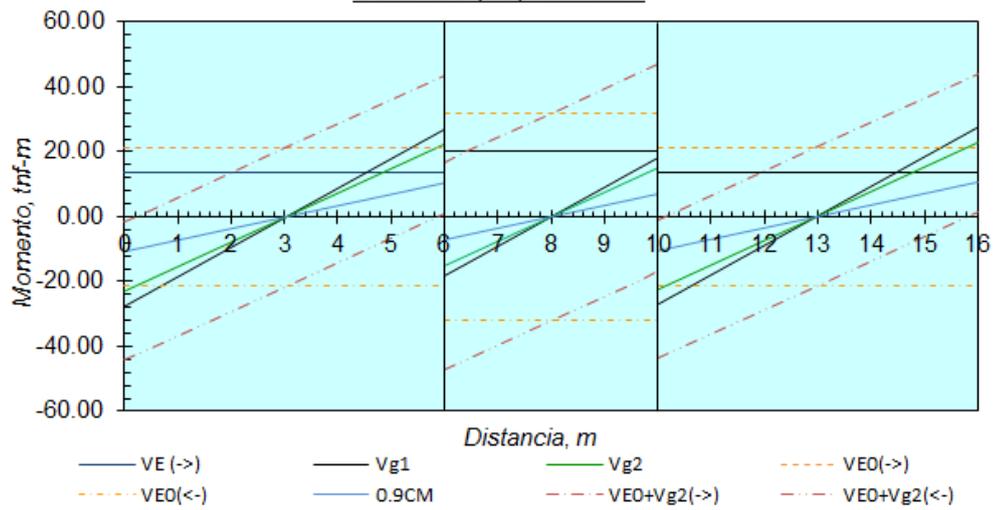
En la siguiente figura se muestran los gráficos de la envolvente de todas las curvas para diseñar la viga completa.



Cortantes (V2) - NIVEL 3



Cortantes (V2) - NIVEL 2



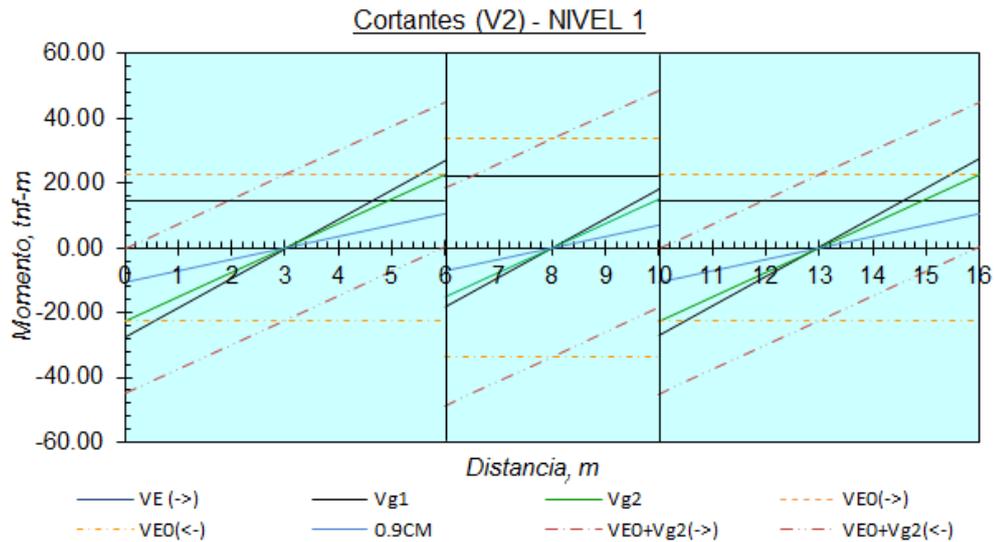


Figura 6. 7. Diagrama de fuerzas cortantes para el diseño de vigas

### 6.3.2.1. Diseño de rótulas plásticas y en zonas elásticas

Siguiendo los criterios de diseño dados en 5.3.4 y 5.3.6, se muestra el resumen de los resultados a continuación.

Tabla 6.10. Diseño por corte en rótulas plásticas

Piso i	Tramo	$v_n$ (ton/m <sup>2</sup> )	$v_c$ (ton/m <sup>2</sup> )	$A_v/s$ (m <sup>2</sup> /m)	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	s (m)	$s \leq 6d_{bl}$ (m)	$s \leq d/4$ (m)	"s" final (m)
6	I	121.86	0.00	0.00087	0.00014	0.16	0.11	0.14	0.10
	II	115.83	0.00	0.00083	0.00014	0.17	0.11	0.14	0.10
	III	123.79	0.00	0.00088	0.00014	0.16	0.11	0.14	0.10
5	I	183.31	0.00	0.00131	0.00014	0.11	0.11	0.14	0.10
	II	177.74	0.00	0.00127	0.00014	0.11	0.11	0.14	0.10
	III	181.54	0.00	0.00130	0.00014	0.11	0.11	0.14	0.10
4	I	205.79	0.00	0.00147	0.00014	0.10	0.11	0.14	0.10
	II	211.78	0.00	0.00151	0.00014	0.09	0.11	0.14	0.10
	III	203.09	0.00	0.00145	0.00014	0.10	0.11	0.14	0.10
3	I	229.32	0.00	0.00164	0.00014	0.09	0.11	0.14	0.10
	II	246.84	0.00	0.00176	0.00014	0.08	0.11	0.14	0.10
	III	226.39	0.00	0.00162	0.00014	0.09	0.11	0.14	0.10
2	I	241.27	0.00	0.00172	0.00014	0.08	0.11	0.14	0.10
	II	265.93	0.00	0.00190	0.00014	0.08	0.11	0.14	0.10
	III	239.81	0.00	0.00171	0.00014	0.08	0.11	0.14	0.10
1	I	253.06	0.00	0.00181	0.00014	0.08	0.11	0.14	0.10
	II	285.34	0.00	0.00204	0.00014	0.07	0.11	0.14	0.10
	III	253.91	0.00	0.00181	0.00014	0.08	0.11	0.14	0.10

Las exigencias del espaciamiento permitidos "s", están dados en la tabla 5.1, aquí se han utilizado los criterios más severos para este fin, además se puede notar que no se considera la resistencia del concreto, según la ecuación 5.54 ( $v_c = 0$ ).

En seguida, se muestra el resumen de resultados de las zonas elásticas por corte, y se puede notar que si se considera el aporte de la resistencia del concreto.

Tabla 6.11. Diseño por corte de tramos elásticos.

Piso i	Tramo	$\rho$	$v_n$ (ton/m <sup>2</sup> )	$v_c$ (ton/m <sup>2</sup> )	$A_v/s$ (m <sup>2</sup> /m)	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	s (m)	$s \leq 0.5d$ (m)	"s" final (m)
6	I	0.0053	121.86	56.26	0.00047	0.00014	0.30417	0.27	0.25
	II	0.0035	115.83	48.20	0.00048	0.00014	0.29504	0.27	0.25
	III	0.0053	123.79	56.26	0.00048	0.00014	0.29548	0.27	0.25
5	I	0.0070	183.31	64.33	0.00085	0.00014	0.16768	0.27	0.175
	II	0.0035	177.74	48.20	0.00093	0.00014	0.15402	0.27	0.175
	III	0.0070	181.54	64.33	0.00084	0.00014	0.17022	0.27	0.175
4	I	0.0070	205.79	64.33	0.00101	0.00014	0.14103	0.27	0.15
	II	0.0035	211.78	48.20	0.00117	0.00014	0.12197	0.27	0.15
	III	0.0070	203.09	64.33	0.00099	0.00014	0.14378	0.27	0.15
3	I	0.0070	229.32	64.33	0.00118	0.00014	0.12092	0.27	0.15
	II	0.0035	246.84	48.20	0.00142	0.00014	0.10044	0.27	0.15
	III	0.0070	226.39	64.33	0.00116	0.00014	0.12311	0.27	0.15
2	I	0.0070	241.27	64.33	0.00126	0.00014	0.11275	0.27	0.15
	II	0.0035	265.93	48.20	0.00156	0.00014	0.09164	0.27	0.15
	III	0.0070	239.81	64.33	0.00125	0.00014	0.11370	0.27	0.15
1	I	0.0070	253.06	64.33	0.00135	0.00014	0.10571	0.27	0.15
	II	0.0035	285.34	48.20	0.00169	0.00014	0.08414	0.27	0.15
	III	0.0070	253.91	64.33	0.00135	0.00014	0.10524	0.27	0.15

Donde  $\rho$  es la cuantía del refuerzo longitudinal de la viga en ese tramo como lo menciona la ecuación 5.52.

Finalmente, se plantea la siguiente distribución de los estribos para las vigas del pórtico.

- Para vigas del 5to al 6to nivel:

1Ø3/8", 1@0.05, 12@0.10, 3@0.15, resto @0.20m

- Para vigas del 1er al 4to nivel:

1Ø3/8", 1@0.05, 12@0.10, 3@0.15, resto @0.175m

### 6.3.3. Diseño por flexocompresión de columnas

Como se había mencionado en la sección 5.3.7, los momentos  $M_E$  obtenidos del análisis deben ser aumentados por el factor de sobrerresistencia a flexión  $\phi_o$  y el factor de amplificación dinámica  $\omega_f$ . Y el factor de amplificación dinámica depende de la ductilidad y la altura, así como se puede ver en la figura 5.20.

Para nuestro pórtico en la base del primer nivel tomaremos  $\omega_f = 1.1$  y para el último nivel  $\omega_f = 1.0$ . Mientras que para el tramo intermedio haremos uso de la ecuación 5.73, que depende de la ductilidad.

- $\omega_f = 1.1$ , para el nivel de la base

- $\omega_f = 1.15 + 0.13(1.73 - 1) = 1.25$ , para el tramo intermedio del edificio.
- $\omega_f = 1.0$ , para el último nivel

En seguida se muestra las funciones para estimar las curvas de diseño, los factores de sobrerresistencia a flexión de las vigas para amplificar las acciones en las regiones de las columnas que permanecerán elásticas, son tomados de la tabla 6.9. Los valores de  $M_E$  corresponden a los mostrados en la tabla 6.6 y  $M_{E0,max}$  es el momento sobrerresistente máximo del extremo correspondiente de la columna.

$$M_u(y) = M_E \quad (6.14)$$

$$M_u(y) = M_{E0} = \emptyset_0 M_E \quad (6.15)$$

$$M_{u,base}(y) = \omega_f M_E / \emptyset \quad (6.16)$$

$$M_{u,resto}(y) = M_{E0} + M_{E0,max}(\omega_f - 1) \quad (6.17)$$

Estas funciones se grafican en la siguiente figura.

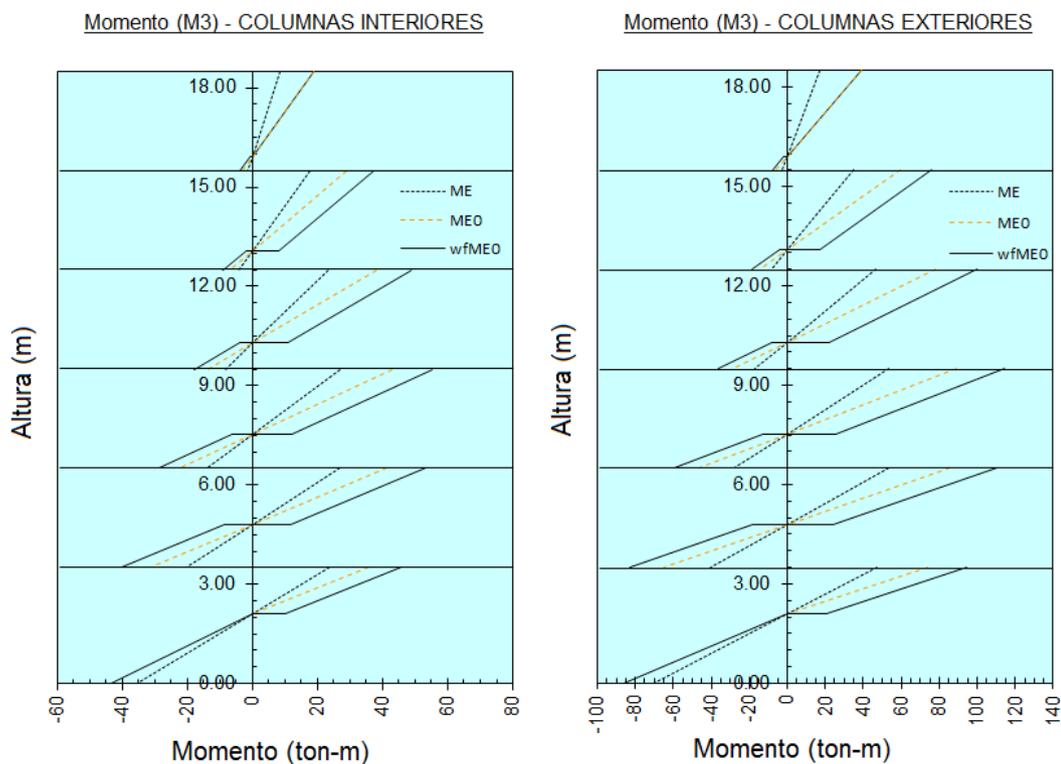


Figura 6.8. Diagrama de momentos flectores para el diseño de columnas vs altura

Mediante las siguientes funciones se estiman los valores máximos y mínimos para la carga axial en las columnas, tales valores son importantes para el diseño de estos elementos considerando su diagrama de interacción.

$$P_u(y) = P_{g1} = 1.4CM + 1.7CV \quad (6.18)$$

$$P_u(y) = P_{g2} = 1.25(CM + CV) \quad (6.19)$$

$$P_u(y) = P_{g3} = 0.9CM \quad (6.20)$$

$$P_u(y) = P_{u,max} = P_{g2} + \emptyset_0 V_E \quad (6.21)$$

$$P_u(y) = P_{u,min} = P_{g3} - \emptyset_0 V_E \quad (6.22)$$

Las curvas por carga axial máximas y mínimas, tanto para las columnas externas e internas se observan en la siguiente figura.

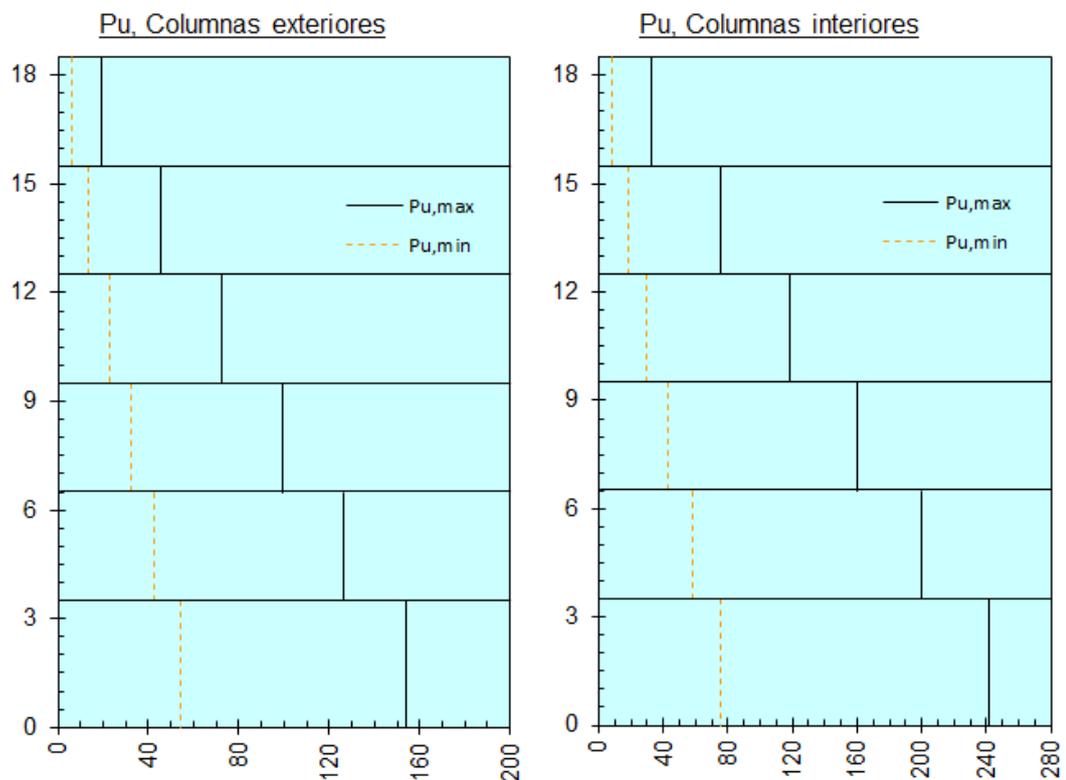


Figura 6.9. Diagrama de fuerzas axiales de diseño (ton) vs altura (m)

Como lo indican claramente Revilla y Pari (2012), las coordenadas obtenidas de los máximos valores de momentos flectores, y los valores máximos y mínimos de

carga axial, se grafican en el diagrama de interacción de la columna iterativamente hasta lograr que tales coordenadas queden dentro de la curva. A diferencia del diseño convencional, no es necesario reducir la curva nominal debido a que los factores de reducción de resistencia y sobrerresistencia han sido aplicados en la obtención de los esfuerzos demandantes.

En el diseño por capacidad es conveniente que las coordenadas de fuerzas obtenidas de las curvas de diseño queden lo más próximas posibles a la curva nominal de interacción de la columna para garantizar la formación de las articulaciones plásticas en la base de las columnas, el comportamiento elástico de las columnas superiores esta ya garantizado debido a que su resistencia ha sido amplificada por los factores de sobrerresistencia que desarrollaran las vigas.

Los diagramas de flexión de la figura 6.8 muestra los momentos a los ejes de las vigas de cada nivel, para propósitos de diseño se obtuvieron los momentos correspondientes a una distancia de 0.30 (a la mitad del peralte de las vigas) a cada lado del eje; nótese también que en la regiones donde potencialmente deben formarse articulaciones plásticas (base) los valores de  $M_{E0}$  son nulos debido a que al no tener vigas adyacentes no es afectado por algún factor de sobrerresistencia.

El diseño de columnas se muestra en las tablas 6.12 y 6.13.

*Tabla 6.12. Diseño a flexión de columnas exteriores C1 y C4*

COLUMNAS EXTERIORES						
Nivel	Columna	$M_u$ (ton-m)	$P_u$ (ton)	Arreglo	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$
6	18.5	18.54	19.55 6.08	16Ø3/4"	45.60	0.0182
5	15.5	35.78	45.67 13.75	16Ø3/4"	45.60	0.0182
4	12.5	43.10	72.39 22.64	16Ø3/4"	45.60	0.0127
3	9.5	47.24	99.15 32.28	16Ø3/4"	45.60	0.0127
2	6.5	44.27	126.24 42.68	16Ø3/4"	45.60	0.0127
1	3.5	-44.61	153.72 54.25	16Ø3/4"	45.60	0.0127

Cada diagrama de interacción se ha construido considerando el efecto del confinamiento y el espaciamiento de los estribos en el concreto, para ello se usó el programa SAP2000, nótese además que no fue necesario reducir la curva nominal así como se señaló anteriormente. Las columnas C-1 y C-4 están ubicadas en los extremos, mientras que C-2 y C3 en la parte interior del pórtico.

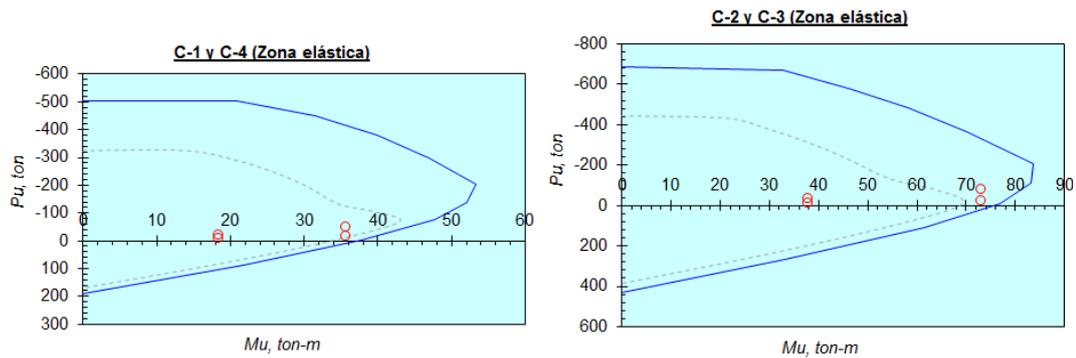


Figura 6.10. Diagrama de interacción para el diseño de columnas de los niveles 5to y 6to

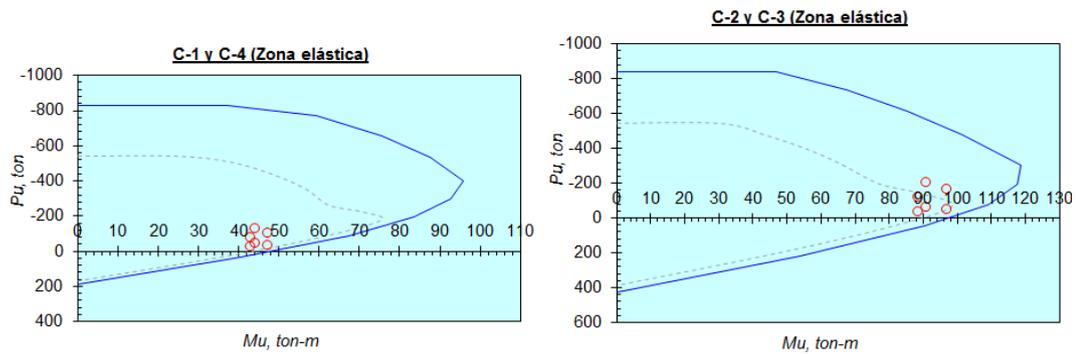


Figura 6.11. Diagrama de interacción para el diseño de columnas de los niveles 2do a 4to

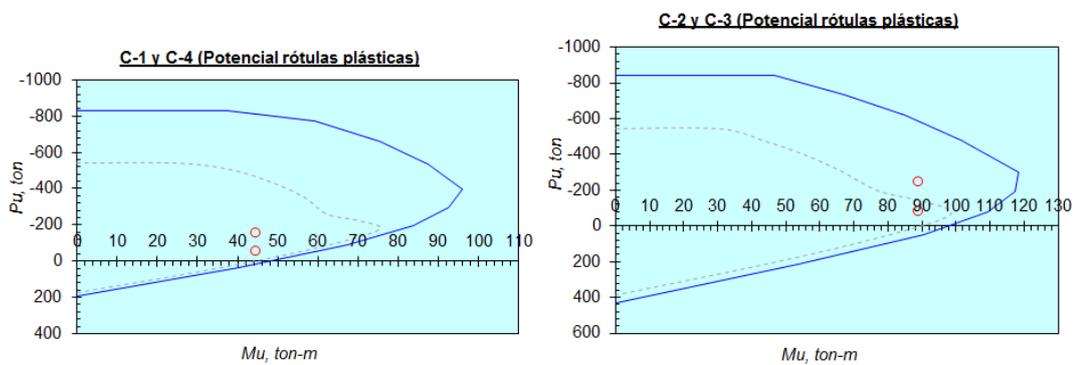


Figura 6.12. Diagrama de interacción para el diseño de columnas del 1er nivel

Tabla 6.13. Diseño a flexión de columnas interiores C2 y C3

COLUMNAS INTERIORES						
Nivel	Columna	$M_u$ (ton-m)	$P_u$ (ton)	Arreglo	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$
6	18.5	37.97	32.67 8.23	20Ø1"	101.34	0.0405
5	15.5	73.26	75.71 18.33	20Ø1"	101.34	0.0405
4	12.5	88.74	118.69 30.07	20Ø1"	101.34	0.0282
3	9.5	97.26	160.19 43.27	20Ø1"	101.34	0.0282
2	6.5	91.14	200.16 58.18	20Ø1"	101.34	0.0282
1	3.5	-89.23	241.18 75.34	20Ø1"	101.34	0.0282

#### 6.3.4. Diseño por corte de columnas

Siguiendo los procedimientos de la sección 5.3.7, se grafican los diagrama de corte (figura 6.14) según las siguientes funciones.

$$V_u(y) = V_E \quad (6.23)$$

$$V_u(y) = V_{E0} \quad (6.24)$$

Donde la ecuación 6.23 corresponde a las obtenidas por DBDD, y la ecuación 6.24 aplica para la base y el resto de las columnas según las ecuaciones 5.76 y 5.75 respectivamente.

Los valores de la figura 6.14 son aplicables para diseñar todas las columnas con excepción de la región crítica en la base. El momento nominal  $M_n$  necesario para aplicar la ecuación 5.76 es obtenida del diagrama de interacción como se ve en la figura 6.13 para las columnas C1 y C4.

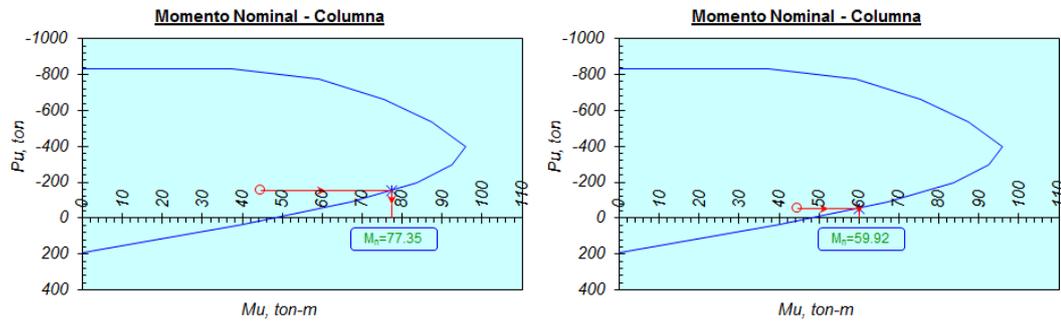


Figura 6.13. Obtención de  $M_n$  en zonas de rotula plásticas. Tanto para la parte superior e inferior de la columna

De la misma manera se puede obtener  $M_n$  para las columnas C2 y C3.

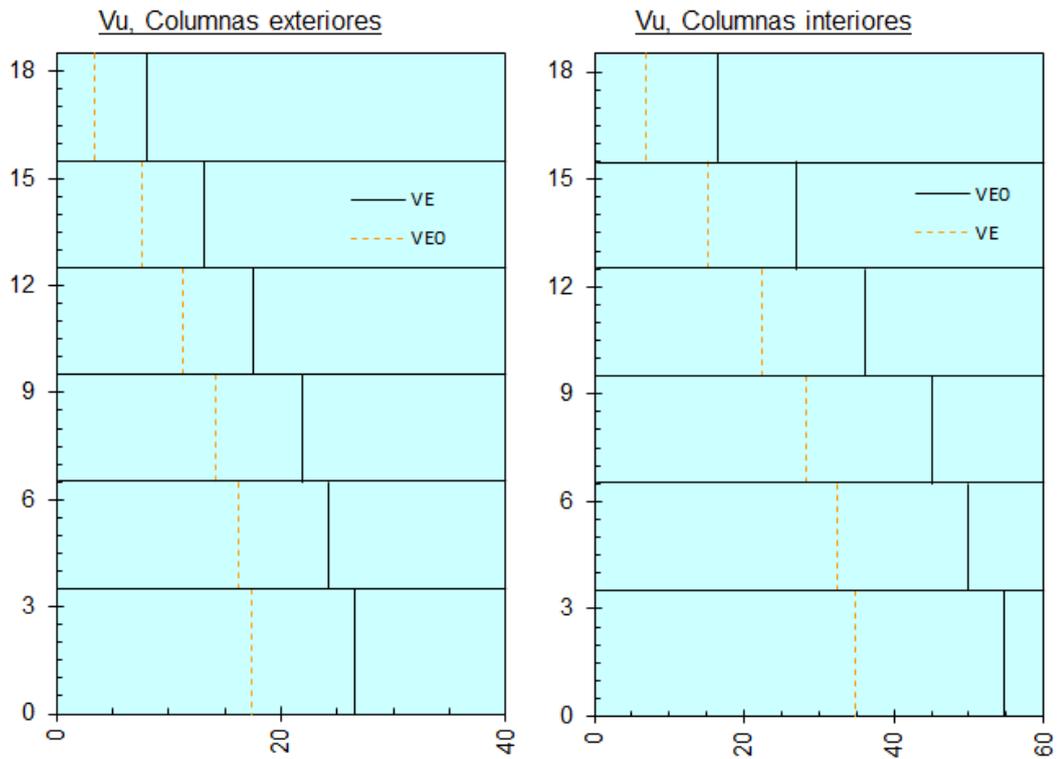


Figura 6.14. Diagrama de fuerzas cortantes de diseño para regiones no críticas vs altura.

Tabla 6.14. Parámetros de diseño por corte de C1 y C4

PARAMETROS DE DISEÑO POR CORTE - COLUMNAS EXTERIORES								
Nivel	VE	Vu	d	$v_n$	$0.16f_c$	$v_b$	Pu	$v_c$
6	3.47	11.07	0.42	52.71	336.00	115.67	19.55	128.60
							6.08	119.69
5	7.58	16.19	0.42	77.12		115.67	45.67	145.85
							13.75	124.76
4	11.21	20.58	0.52	65.97		90.13	72.39	116.02
							22.64	98.23
3	14.11	24.88	0.52	79.76		90.13	99.15	125.59
						32.28	101.67	
2	16.19	27.23	0.52	87.26	90.13	126.24	135.28	
						42.68	105.39	
1	17.38	48.21	0.52	154.51	90.13	153.72	162.57	
		40.46		129.68		54.25	96.57	

Las ecuaciones para el cálculo de  $v_n$ ,  $v_b$  y  $v_c$  se explicaron en la sección 5.3.4 notamos en el cuadro que en la mayoría de casos los esfuerzos de corte actuantes  $v_n$  fácilmente pueden ser soportados por el concreto  $v_c$ , esto explica por qué en la mayoría de casos cuando las edificaciones son pequeñas, la disposición de refuerzo transversal está gobernado por otros factores sobre el de resistencia, como por ejemplo confinamiento del concreto o aquella condición necesaria para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal.

Continuando con la tabla anterior tenemos:

Tabla 6.15. Diseño por corte de columnas C1 y C4

Nivel	Por resistencia al cortante		Antibuckling		Confinamiento del concreto			
	$A_v/s$ (m <sup>2</sup> /m)	s (m)	$s \leq d/4$ (m)	$s \leq 6d_v$ (m)	$s \leq bc/3$ (m)	$s \leq 6d_v$ (m)	$s \leq 2bc/3$ (m)	$s \leq 2 * 6d_v$ (m)
6	0.0000	0.0000					0.33	0.1905
	0.0000	0.0000					0.33	
5	0.0000	0.0000					0.40	
	0.0000	0.0000					0.40	
4	0.0000	0.0000					0.40	
	0.0000	0.0000					0.40	
3	0.0000	0.0000					0.40	
2	0.0000	0.0000	0.13	0.076	0.200	0.095		
	0.0000	0.0000						
1	0.0008	0.3444						

Los límites para espaciamiento máximos corresponden a los de la tabla 5.1, y los espaciamientos fuera de las zonas críticas pueden duplicarse progresivamente.

Para las columnas 2 y 3 se tiene los siguientes resultados:

Tabla 6.16. Parámetros de diseño por corte de C2 y C3

PARAMETROS DE DISEÑO POR CORTE - COLUMNAS INTERIORES								
Nivel	VE	Vu	d	$v_n$	0.16f'c	$v_b$	Pu	$v_c$
6	6.93	22.52	0.42	107.24	336.00	217.84	32.67 8.23	258.51 228.09
5	15.16	33.02	0.42	157.22		217.84	75.71 18.33	312.08 240.66
4	22.43	42.20	0.52	135.25		161.08	118.69 30.07	236.95 180.30
3	28.23	51.06	0.52	163.64		161.08	160.19 43.27	263.47 188.74
2	32.38	55.88	0.52	179.09		161.08	200.16 58.18	289.02 198.27
1	34.76	80.90	0.52	259.28		161.08	241.18	315.24
		76.85		246.32			75.34	209.24

Está claro que en este caso, no se necesita refuerzo transversal en la mayoría, al igual que para las columnas C1 y C4, la distribución depende de otros criterios.

Por tanto, para las columnas 1, 2, 3 y 4, debe distribuirse estribos en una longitud  $L_o=0.60m$  de acuerdo con la figura 5.22 cuando  $P_u < 0.3f'cA_g$ .

- En zonas de rotula plástica:  
3#3, 1@0.05, 8@0.075, 3@0.10, resto @0.15m.
- En zonas de comportamiento elástico:  
2#3, 1@0.05, 5@0.10, 2@0.15, resto @0.20m.

En las siguientes imágenes se muestran las secciones finales de los elementos estructurales (vigas y columnas).

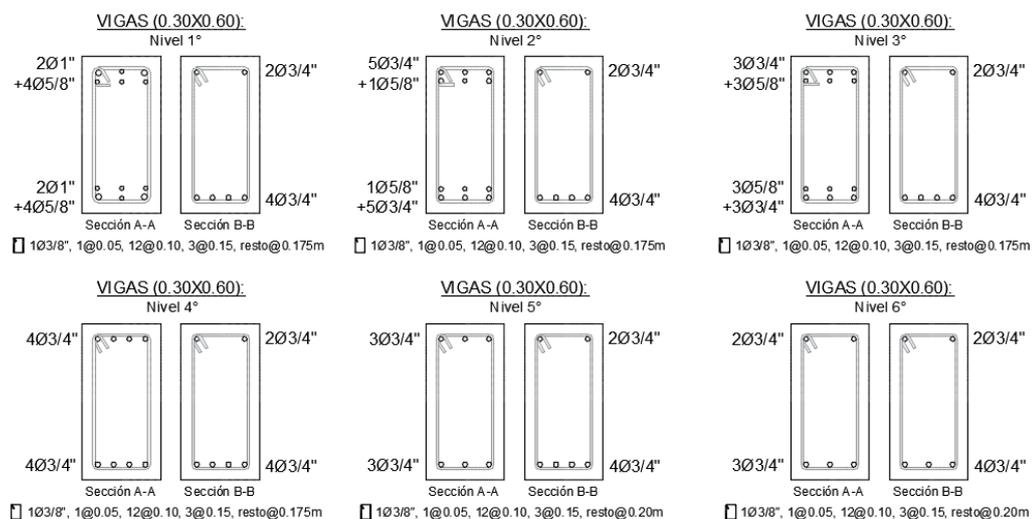
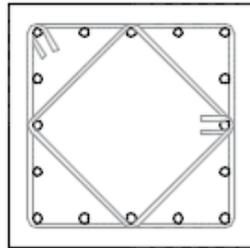


Figura 6.15. Detalle de sección de vigas

De la figura 6.15, las secciones A-A hacen mención a la ubicación de las vigas en las regiones de rótulas plásticas y las secciones B-B a la parte elástica, parte central de la viga.

C-1 y C-4 (0.50X0.50)

Nivel 5 y 6°

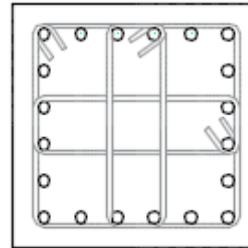


16Ø3/4"

□ 2Ø3/8", 1@0.05, 5@0.10,  
2@0.15, resto@0.20m

C-2 y C-3 (0.50X0.50)

Nivel 5 y 6°

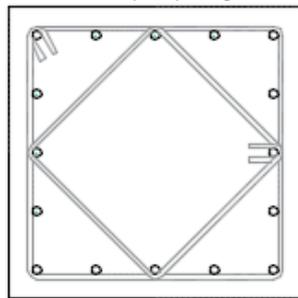


20Ø1"

□ 3Ø3/8", 1@0.05, 5@0.10,  
2@0.15, resto@0.20m

C-1 y C-4 (0.60X0.60)

Nivel 1°, 2°, 3° y 4°

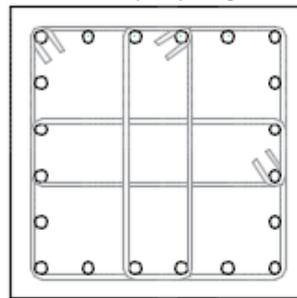


16Ø3/4"

□ 2Ø3/8", 1@0.05, 6@0.10,  
2@0.15, resto@0.15m

C-2 y C-3 (0.60X0.60)

Nivel 1°, 2°, 3° y 4°



20Ø1"

□ 3Ø3/8", 1@0.05, 6@0.10,  
2@0.15, resto@0.15m

Figura 6.16. Detalle de sección de columnas

## CAPITULO VII

### 7. VALIDACION DE LA METODOLOGÍA

#### 7.1. Análisis Estático no Lineal

Para dar validez al método de diseño propuesto, Diseño Basado en Desplazamientos (DDBD), es necesario verificar el desempeño de la estructura diseñada en el rango inelástico. Para ello efectuaremos un análisis estático no lineal, éste es uno de los métodos de verificación más simple, que consiste en aplicar un vector de fuerzas o desplazamientos que se incrementan monótonicamente sobre la estructura.

El análisis estático no lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura en lugar que un análisis de tiempo historia de respuesta no lineal, que es uno de los métodos de análisis más potentes y fiables, pero más complejo y consume mucho tiempo. Sin embargo, el análisis estático no lineal es una alternativa razonable para este fin.

Un análisis estático no lineal consiste en dos partes. Primero, la curva pushover o “Curva de Capacidad” es determinada a través de la aplicación de cargas estáticas incrementales a un modelo inelástico de la estructura. Segundo, esta curva es usada con alguna otra herramienta de “Demanda” para determinar el desplazamiento objetivo.

Para la implementación del análisis estático no lineal del pórtico diseñado, se utiliza el programa SAP2000, en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 y el reporte FEMA 440, a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la estructura y estimar la respuesta máxima ante un sismo. El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (hinges), en particular se ha considerado la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3 hinge) y a flexocompresión, en los extremos

de columnas (P-M3 hinge). Para lo cual se realizaron los siguientes pasos con supuestos correspondientes:

- Se modeló el pórtico de la estructura en 2D.
- Las propiedades de los materiales de los miembros se toman homogéneas, considerando sus propiedades no lineales. Para el refuerzo del acero se considera los efectos de endurecimiento por deformación y para el concreto, modelo de esfuerzo deformación desarrollado por Mander et al. (1988), utilizado como modelo por defecto por SAP2000.
- El paso siguiente, se definen las propiedades de las secciones transversales, con sus respectivos armados longitudinales y transversales determinados en el diseño basado en desplazamientos. Basado en el armado de cada elemento, para la creación de la sección se asignó el armado correspondiente de manea que sea chequeado.
- Posteriormente, se asignó las cargas gravitacionales sobre las vigas correspondientes para cada nivel.
- Se ha definido la carga lateral de entrepiso obtenidas mediante el enfoque DDBD. Además se elige el nudo de control a ser monitoreado y se asigna el desplazamiento tope.
- En seguida se asignan la ubicación de los mecanismos de disipación de energía, para la estructura de análisis se empleó 5% de la luz de ambos extremos de cada elemento estructural tipo "frame".
- Se asignan los patrones de carga tanto para el estado de carga gravitacional "CGNL" y el estado de carga "AENL" (Análisis Estático No Lineal), de forma que inicie una vez se ha dado la deformación total debida a la carga gravitacional.
- Finalmente, se ejecuta el análisis, y obtener la curva de capacidad de la estructura y así también el punto de desempeño.

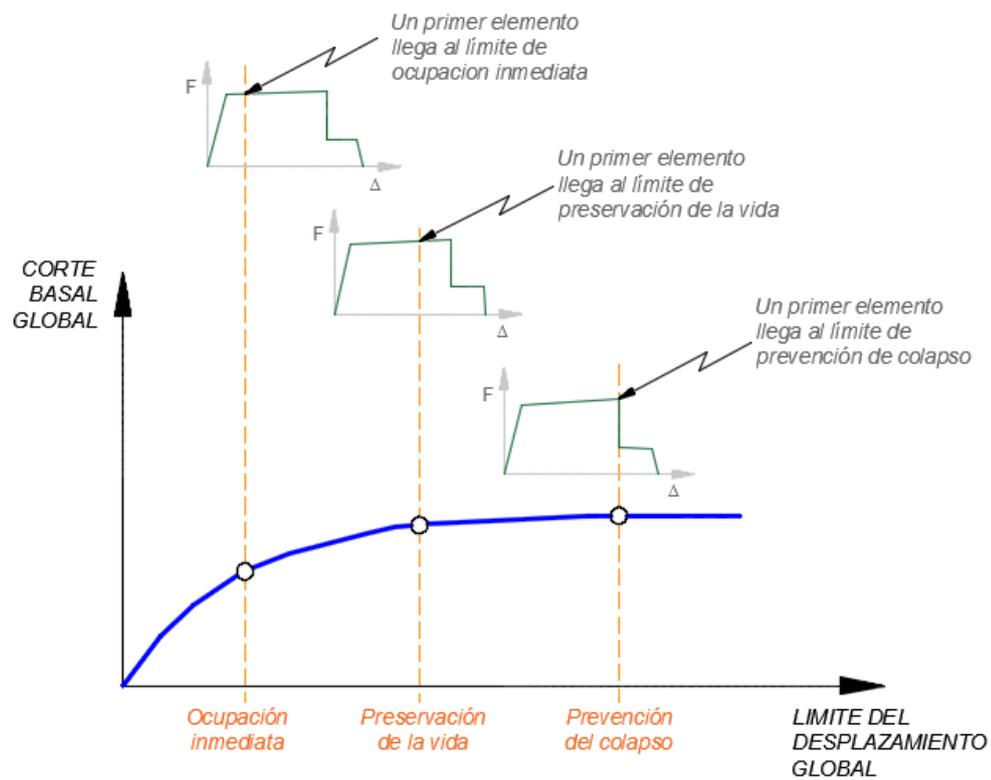


Figura 7.1 Planteamiento general de Pushover (Adaptado de FEMA 1997)

Para la representación del modelo sujeto a este análisis, conceptualmente se trata de un pórtico de concreto armado de 06 niveles, tal como se muestra en la siguiente figura.

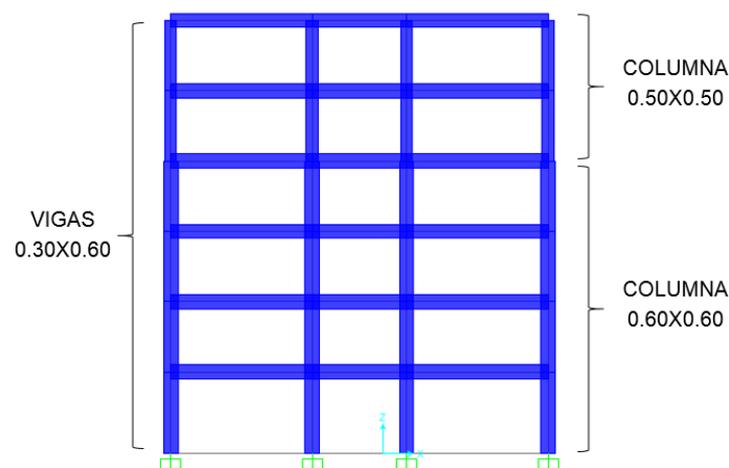
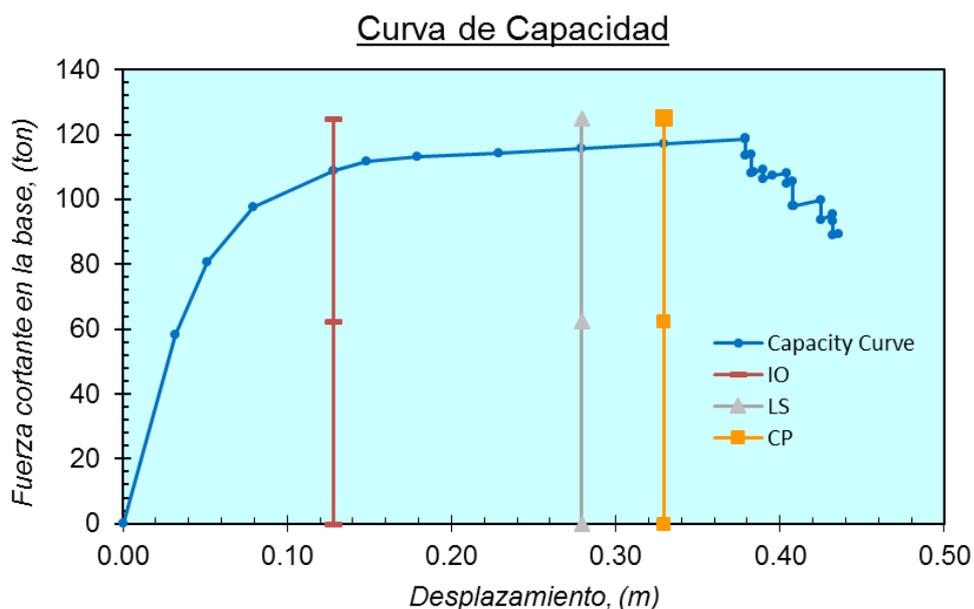


Figura 7.2. Modelo matemático - Pórtico analizado

### 7.1.1. Resultados del Análisis Estático no Lineal

Los resultados del análisis estático no lineal se presentan en términos de la curva de capacidad, mecanismo de colapso para el nivel de desempeño de seguridad de vida y relaciones de deriva de entrepiso. En estas curvas también se muestran los límites para diferentes niveles de desempeño.



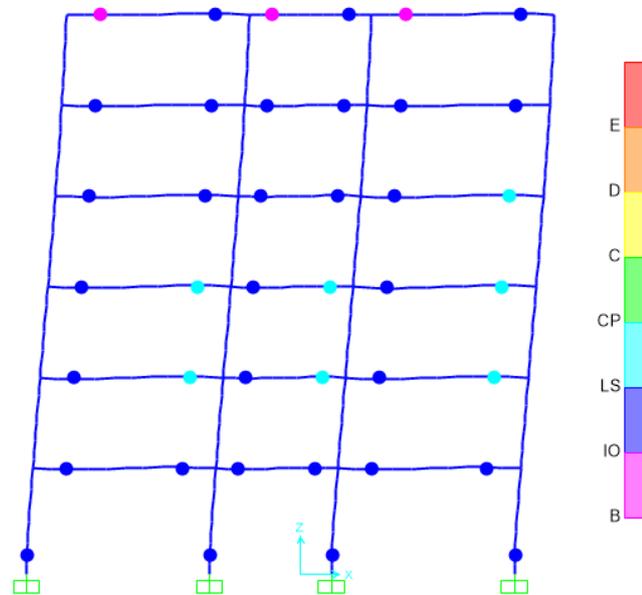
*Figura 7.3. Curva de capacidad a través de un análisis estático no lineal*

La figura 7.3 es la curva de capacidad obtenida para el pórtico diseñado mediante el uso de análisis estático no lineal. En esta figura, para la estructura se muestra los niveles aproximados para los tres niveles de desempeño, ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y el nivel de desempeño de prevención al colapso (CP).

A partir de la curvas de capacidad del pórtico, mostrado en la figura 7.3, se puede ver que el límite para el nivel de seguridad de vida en términos de desplazamiento de diseño de techo (nudo de control) es aproximadamente **28cm**, que corresponde a una fuerza cortante basal de **115ton**.

El desplazamiento en el nivel de techo del pórtico obtenido mediante el enfoque diseño basado en desplazamientos (DDBD), es de **29cm** y su correspondiente fuerza cortante basal es de **104ton**, resultados que satisfacen lo esperado. El

cortante en la base es ligeramente superior, lo que haría suponer que es ligeramente más rígido el pórtico de lo esperado.



*Figura 7.4. Inicio del mecanismo plástico*

En la figura 7.5 se muestra el desplazamiento global de la estructura obtenida mediante el método de análisis estático no lineal y se compara con los desplazamientos de diseño inicialmente estimados bajo el enfoque DDBD (tabla 6.1 columna 6).

De la figura 7.5 se puede ver que los valores objetivos de desplazamientos definidos antes de iniciar el diseño DDBD, poseen una gran similitud con los resultados obtenidos del análisis estático no lineal, lo que significa que el método propuesto predice muy bien este tipo de respuesta.

Se obtiene resultados igual de buenos en las relaciones deriva de entrepisos, se puede observar de la figura 7.6 que las derivas obtenidas mediante el análisis estático no lineal no superan la deriva objetivo de desempeño, nivel de "seguridad de viga" como drift máximo 2% (ver sección 6.1.1.1). Además de la figura 7.6 se puede resaltar que la máxima deriva ocurrió en el 3er nivel, se puede comprobar mediante la figura 7.4 que las vigas de ese nivel son las más solicitadas.

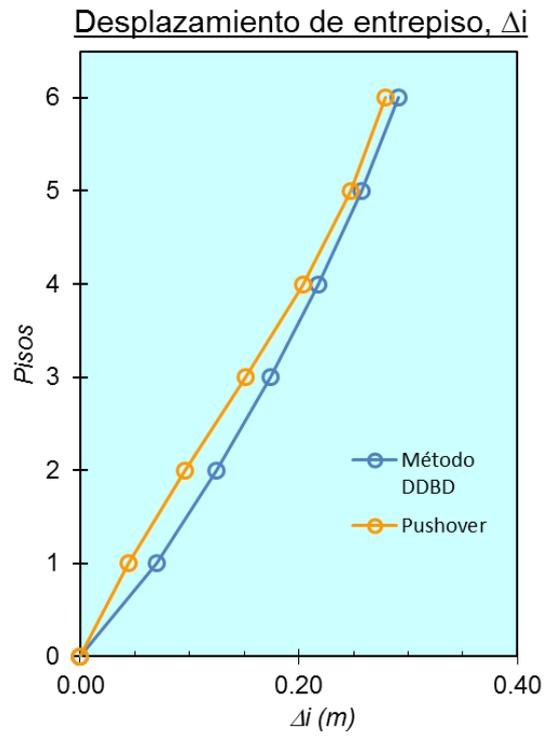


Figura 7.5. Comparación de desplazamientos del pórtico

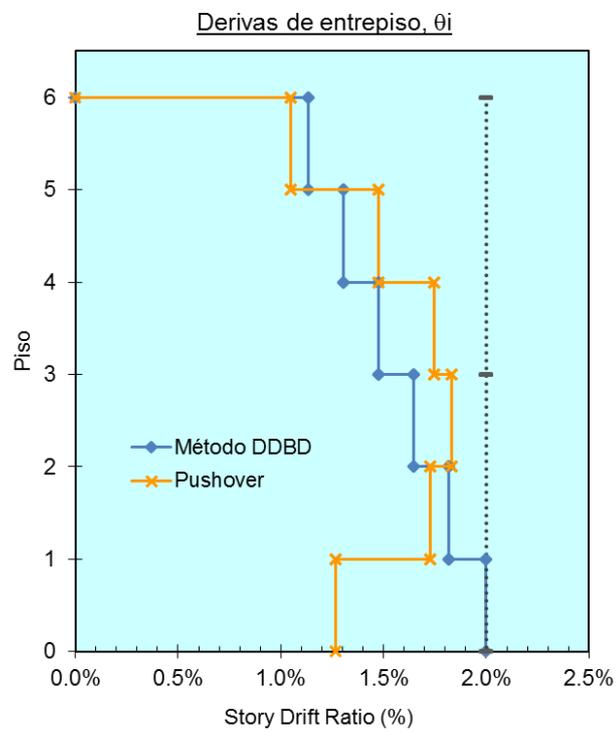


Figura 7.6. Comparación de derivas del pórtico

Por lo que el diseño DDBD muestra ser muy preciso en la predicción de la respuesta no lineal del pórtico de concreto armado.

Adicionalmente, se presentan algunos valores del punto de desempeño con sus parámetros, obtenidos con el programa mediante los códigos ATC y/o el FEMA y aplicando la función espectral respectiva según la norma E030 para la ciudad de Tacna.

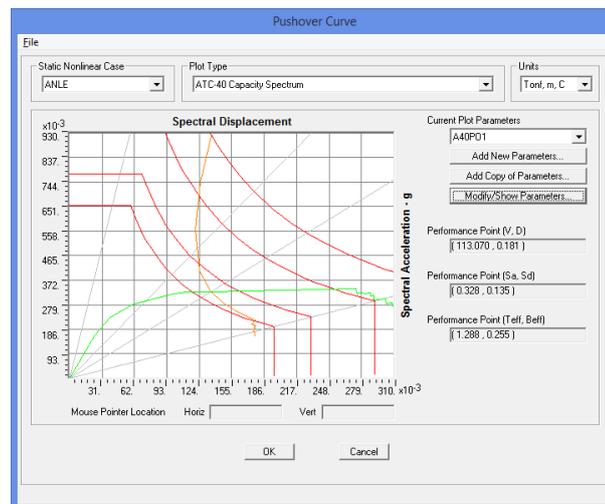


Figura 7.7. Demandas inelásticas por Método del Espectro de Capacidad, ATC – 40

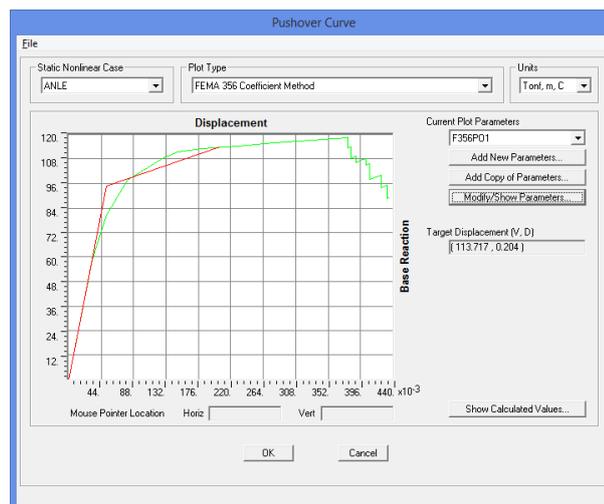
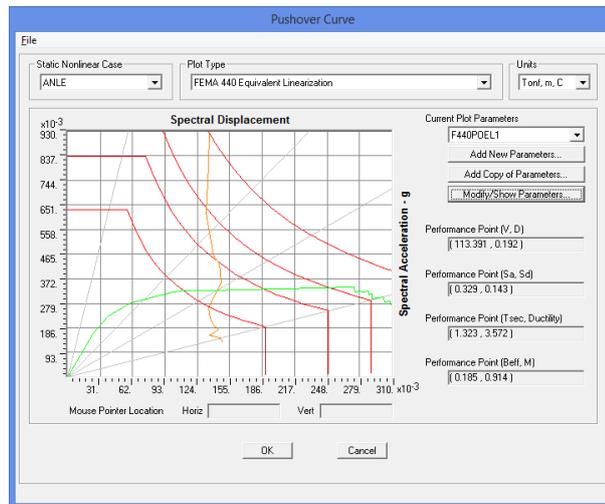
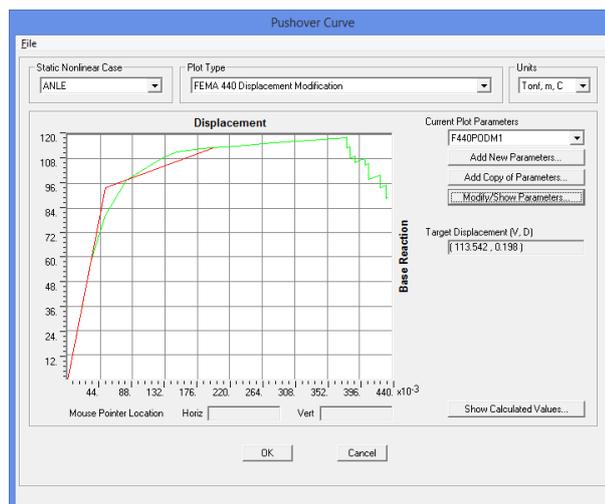


Figura 7.8. Demandas inelásticas por Método de los Coeficientes, FEMA – 356



*Figura 7.9. Demandas inelásticas por Método de Linealización Equivalente, FEMA – 440*



*Figura 7.10. Demandas inelásticas por Método de los Coeficientes Modificados, FEMA – 440*

El resumen de los resultados de las figuras 7.7 al 7.10 se muestran en la tabla 7.1 para los diferentes métodos de análisis estático no lineal, se observa que los desplazamientos obtenidos con el método DDBD comparado con el punto de desempeño son mayores, esto nos hace pensar que para este caso es algo conservador.

Tabla 7.1. Resumen de resultados DDBD, ATC y FEMA

Método	Target global MDOF		Coordenadas (A,D) - SDOF		Sistema SDOF		
	Vb (ton)	Dt (m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (seg)	Amort. Equiv. (%)	Ductilidad $\mu$
DDBD	104.29	0.29	-	0.21	1.75	12.62%	1.73
ATC-40	113.07	0.18	0.33	0.14	1.29	25.50%	
COEFICIENTES FEMA - 356	113.72	0.20					
LINEALIZACION EQUIV. FEMA - 440	113.39	0.19	0.33	0.14	1.32	18.50%	3.57
COEFICIENTE MODIF FEMA - 440	113.54	0.20					

## 7.2. Criterio de columna fuerte y viga débil

El criterio denominado columna fuerte – viga débil, es un requisito a cumplir en cualquier estructura sismorresistente para estructuras de concreto armado con la finalidad de evitar fallas catastróficas. Para ello, verificamos las resistencias colocadas en los nudos donde ocurre encuentro viga – columna, en regiones donde las columnas deben permanecer elásticas, la resistencia de estas ( $M_{nc}$ ) debe superar en al menos 20% a las resistencias máximas que puedan desarrollar las vigas colindantes ( $M_{nv}$ ).

La siguiente tabla se resume los resultados para todos los nudos del pórtico, se puede notar que todos los nudos cumplen el criterio de columna fuerte – viga débil.

Tabla 7.2. Resistencia final de vigas y columnas

Piso i	Nudos Exteriores			Nudos Interiores		
	$\Sigma M_{nc}$	$M_{nv}$	$\Sigma M_{nc}/M_{nv}$	$\Sigma M_{nc}$	$\Sigma M_{nv}$	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nv}$
6	40.16	20.96	1.92	78.29	42.92	1.82
5	81.99	34.30	2.39	157.56	70.23	2.24
4	103.24	45.72	2.26	189.63	94.12	2.01
3	122.01	56.91	2.14	217.28	117.17	1.85
2	128.27	63.01	2.04	221.59	129.72	1.71
1	134.75	69.20	1.95	224.23	142.48	1.57

## CAPITULO VIII

### 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### CONCLUSIONES

Se presentó un método de diseño sísmico basado en desplazamientos (DDBD), que es un procedimiento de diseño sísmico basado en el desempeño (PBSD). En forma general, se cumplió con los objetivos planteados en el desarrollo de este trabajo de investigación y se demostró que el método propuesto es capaz de garantizar el cumplimiento de un estado límite de diseño.

Éste enfoque DDBD se presenta como una alternativa novedosa y atractiva de diseño que permite garantizar el desempeño estructural y de fácil aplicación que no requiere el uso de programas especializados de análisis no lineal, incentivando de alguna manera su utilización. Sin embargo, a pesar de lo elegante que pueda parecer el procedimiento, no está exenta de limitaciones, debiendo limitarse a pórticos regulares y con periodos cortos.

1. Este enfoque se ha aplicado a un pórtico irregular de concreto armado de 6 niveles (oficinas), cuyos resultados se muestran en la tabla 8.1. Además, se adoptaron principios de diseño por capacidad para asegurar de que las rótulas plásticas se produzcan en las vigas, el criterio columna fuerte – viga débil.

*Tabla 8.1. Valores iniciales del diseño del pórtico obtenido mediante el enfoque DDBD*

Parámetros	Valores
Deriva límite, $\theta_d$ (%)	2.00
Desplazamiento de diseño, $\Delta_d$ (m)	0.21
Altura efectiva, $H_e$ (m)	12.57
Masa efectiva, $M_e$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	37.92
Desplazamiento de fluencia, $\Delta_y$ (m)	0.12
Ductilidad de desplazamiento, $\mu$	1.73
Amortiguamiento equivalente, $\xi_{eff}$ (%)	12.62
Periodo efectivo, $T_{eff}$ (seg)	1.75
Rigidez efectiva, $K_{eff}$ (ton/m)	489.13
Cortante basal, $V_{base}$ (ton)	104.29

- ✓ Los resultados obtenidos de la aplicación del método propuesto así como los principios de diseño por capacidad siguen un camino similar con los resultados proporcionados en otras publicaciones, lo que implica que el método propuesto se ha aplicado con precisión.
2. De la verificación realizada mediante un análisis estático no lineal, específicamente se derivan las siguientes conclusiones relacionados con la metodología:
- ✓ De la figura 7.5, la configuración de desplazamientos laterales determinado bajo el enfoque DDBD es bastante similar al obtenido por un análisis estático no lineal, siendo éste un indicador de que el método propuesto tiene la capacidad de predecir con una mayor exactitud las configuraciones de desplazamientos.
  - ✓ De la figura 7.3, para el nivel de desempeño seguridad a la vida se observa que para el desplazamiento último obtenido es aproximadamente igual al teórico de diseño, lo mismo ocurre con las fuerzas (ver tabla 8.2). De estos resultados se destaca que la estructura diseñada mediante el método propuesto alcanza la fuerza y el desplazamiento para la que fue dimensionada, por lo que se puede decir que el método basado en desplazamientos puede controlar mejor el desplazamiento de la estructura y además ser más directo.

*Tabla 8.2. Comparación de la fuerza cortante basal y desplazamiento en el techo*

DDBD		PUSHOVER	
Cortante basal	Displ. Techo	Cortante basal	Displ. Techo
(ton)	(m)	(ton)	(m)
104.29	0.29	115.76	0.28

- ✓ La configuración de derivas de entrepiso obtenidas con el método propuesto, difiere de la configuración obtenida con el análisis estático no lineal (figura 7.6), existen diferencias en la localización de las derivas máximas, sin embargo, con el método propuesto se alcanzaron derivas muy cercanas o por debajo de la deriva límite de desempeño, siendo relativamente conservador.

- ✓ En el análisis estático no lineal del pórtico se muestra que el daño se manifiesta principalmente en las vigas, presentándose el mecanismo de columna fuerte – viga débil.
  - ✓ El punto de desempeño obtenida del análisis estático no lineal se encuentra en un rango aceptable (figura 7.7 y 7.9), esto indica que la estructura tiene una buena resistencia a la acción sísmica impuesta.
3. Se presenta una propuesta de incorporación de esta metodología a la norma peruana de diseño sismorresistente E-030, como alternativa de diseño para estructuras aporticadas.

### RECOMENDACIONES

1. Para estudios futuros se recomienda extender su aplicación a otro tipo de estructuras: Sistemas de muros estructurales, sistemas duales, sistemas asimétricos y a sistemas aporticados con aislamiento en la base.
2. Debido al buen potencial computacional que hoy en día tenemos al alcance, para la verificación se recomienda usar un análisis de tiempo historia que es uno de los métodos más potentes y fiables para tener una mejor respuesta final.
3. Se recomienda que la norma peruana de diseño sismorresistente debería incorporarse el uso del método basado en desplazamientos, como un método alternativo. Así el diseñador tener la libertad de utilizar el método más conveniente para lograr que la estructura que se diseña alcance los objetivos de diseño.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Burgos, M. y Pique del Pozo, J. (2007). "Diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma peruana E-060 como alternativa de diseño". Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- Calvi G.M. y Sullivan, T.J. (2009). "Development of a Model Code for Direct Displacement Based Seismic Design". The State of Earthquake Engineering Research in Italy.
- Comité Europeen de Normalisation, Eurocode 8 (1998). "Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings", Bruselas, Belgica.
- FEMA 356, (2000). "Prestandrd and Commentary for the Seismic Rehahabilitation of Buildings", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Gulkan, P. and Sozen, M. (1974). "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions, ACI Journal".
- Huamán, V. (2010). "Proyecto y evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado basado en desplazamientos". Barcelona – España.
- Mander, J., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". Journal of Structural Engineering.
- Massena, B., Bento, R. and Degée, H. (2010). "Direct Displacement Based Design of a RC Frame". Case of Study.
- Moreno, R. y Bairan, J.M. (2011). "Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón". Universidad Politécnica de Cataluña.
- Norma Técnica E-030. (2003). "Diseño Sismorresistente". Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ordóñez, J.L. (2015). "Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte". Escuela Politécnica Nacional. Quito – Ecuador.

- Park, R. y Paulay, T. (1983) "Estructuras de Concreto Reforzado". Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury – Nueva Zelanda.
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building. United States of America John Wiley & Sons, INC.
- Pérez, F.J. (2011). "Diseño Sísmico Basado en Desplazamiento, comparado con la Norma NSR-10" – V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, AIS, Medellín.
- Pettinga, J.D. and Priestley, M.J.N. (2005). "Dynamic Behaviour of Reinforcement Concrete Frames Designed with Direct Displacement-based Design", ROSE Research Report N° 2005/02, IUSS Press, Pavia.
- Pique del Pozo, J. (1995). "Reglas de buena práctica". Norma Peruana. Cusco – Perú.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007), "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS Press, Pavia.
- Restrepo, J.C. (2008), "Concrete Frames Designed with the Colombian Seismic Code (NSR-98) from a Displacement Perspective", Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- Restrepo, J.C. (2008), "Pórticos de concreto diseñados con el Código Sísmico Colombiano desde una perspectiva de desplazamiento". IV Seminario Nacional de Ingeniería Sísmica, AIS.
- Revilla, V.H. y Pari, Y. (2012). "Comparación del comportamiento no-lineal de un edificio de concreto reforzado diseñado por el método de resistencia última y por el método de desempeño". Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa – Perú.
- Santana, R. (2012), "Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada" Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- Shibata, A. and Sozen, M. (1976), "Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, N° ST1.
- Suárez, V. (2009). "Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas". Universidad Técnica Particular de Loja. Vol. 22. Loja – Ecuador.

- SEAOC (1995). "Visión 2000: Report on performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, Sacramento – California.

## ANEXO 01

### PROPUESTA DE INCORPORACION DEL DISEÑO SISMICO BASADOS EN DESPLAZAMIENTOS EN LA NORMA PERUANA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Esta propuesta busca ser una guía para el diseño sísmico de edificios basado en desplazamientos. Se adapta el Capítulo 14 de Priestley – Calvi – Kowalski, “Displacement – Based Seismic Design of Structures” IUSS Press, Pavia, 2007.

Existe una tendencia cada vez más creciente en el mundo respecto a la incorporación en los códigos de diseño sismorresistente del diseño basado en desplazamientos.

En tal sentido, considero necesario que se debe desarrollar e implementar en forma gradual el Método de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) en el Perú. La metodología propuesta abarca solamente a estructuras de sistemas aporticados de concreto armado.

#### 1. CRITERIOS GENERALES PARA

Las derivas de piso no deberán exceder los diferentes estados límites dados en la tabla A-1.

Tabla A-1. Derivas de entrepiso

Niveles de Desempeño	Drift (%)	Residual Drift (%)
Totalmente Operacional	0.7	-
Operacional	1.2	-
Seguridad de Vida	2.0	1.0
Prevención al Colapso	4.0	4.0

## Espectro elástico de diseño en desplazamientos

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$  (en metros) definido a partir del espectro de aceleraciones, mediante la siguiente fórmula:

$$S_d = S_a(g) \cdot (T/2\pi)^2 \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_L \quad (\text{A-1a})$$

$$S_d = S_a(g) \cdot (T_L/2\pi)^2 \quad \text{para} \quad T > T_L \quad (\text{A-1b})$$

Donde:

$g$  Aceleración de la gravedad.

$S_d$  Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

$S_a$  Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

$T$  Periodo fundamental de vibración de la estructura

Donde los valores de los periodos límites  $T_p$  y  $T_L$  son los mismos que están definidos en la Norma E-030 para el espectro elástico de aceleraciones.

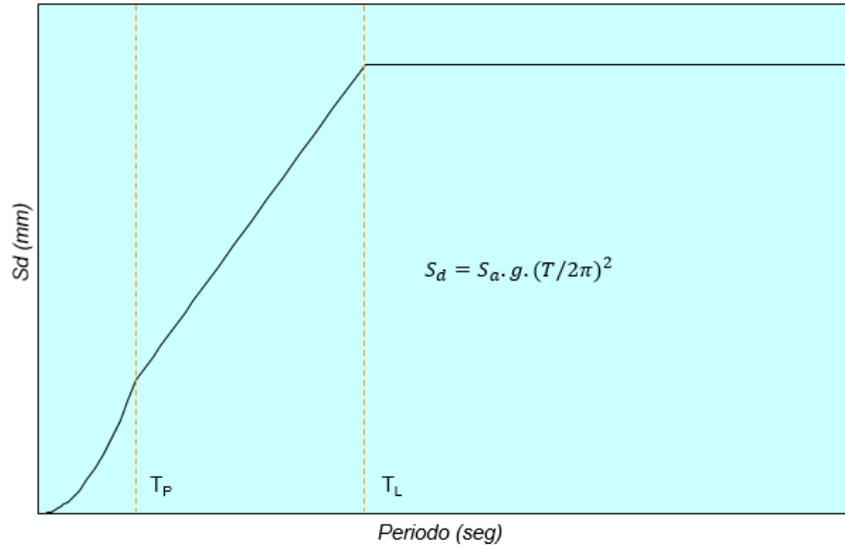


Figura A-1. Espectro sísmico elástico de desplazamiento para diseño

El espectro de diseño elástico de desplazamiento (correspondiente a  $\xi = 0.05$ ) deberá ser modificado para el amortiguamiento viscoso equivalente del edificio, definido en el numeral 3.6, de acuerdo con la ecuación (A-1).

$$S_{D_{\xi_{eq}}} = R_{\xi_{eq}} S_{D_{\xi=5\%}} \quad (A-1)$$

En donde

$$R_{\xi_{eq}} = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (A-2a)$$

Para sitios situados a menos de 10km del epicentro del sismo, se usará:

$$R_{\xi_{eq}} = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (A-2b)$$

## 2. PERFIL DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO

El perfil de los desplazamientos de diseño para las estructuras de los edificios deberá determinarse a partir del criterio del nivel de desempeño elegido en la tabla A-1.

El perfil de desplazamientos se determinará a partir del desplazamiento del piso crítico  $\Delta_c$ , y de la forma cualitativa del primer modo inelástico  $\delta_i$ , según la ecuación (A-3a). El factor  $\Delta_c$  esta dado por la ecuación (A-3b), y está en función de la distorsión angular de piso o deriva de diseño  $\theta_d$ .

$$\Delta_i = \omega_\theta \delta_i \left( \frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (\text{A-3a})$$

$$\Delta_c = \theta_d H_1 \quad (\text{A-3b})$$

### 2.1 Perfil normalizado de desplazamientos inelástico para el primer modo

La forma de modo inelástico normalizado de los diferentes niveles puede calcularse mediante un análisis estructural, o directamente, a partir de la ecuación (A-4).

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

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

### 2.2 Amplificación de las derivas por efecto de los modos superiores

El perfil de los desplazamientos de diseño de la ecuación (A-3a) deberá incluir los efectos de amplificación de los desplazamientos por acción de los modos superiores, multiplicando los desplazamientos por un factor de reducción de derivas  $\omega_\theta$ , dado por la ecuación (A-5):

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1 \quad (\text{A-5})$$

## 3. ESTRUCTURRA EQUIVALENTE DE UN SOLO GRADO DE LIBERTAD, 1GDL

Los parámetros estructurales de la estructura 1GDL equivalente, usados para determinar el cortante sísmico basal, se determinarán con las ecuaciones (A-6) a (A-9), en donde la sumatoria debe extenderse a todos los niveles del edificio.

### 3.1 Desplazamiento característico

El desplazamiento característico usado para el diseño se calculará con la ecuación (A-6):

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{A-6})$$

### 3.2 Altura efectiva

La altura efectiva se define como:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{A-7})$$

### 3.3 Masa efectiva

La masa efectiva de la estructura 1GDL equivalente se calculará con la ecuación (A-8):

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (\text{A-8})$$

### 3.4 Demanda de ductilidad de desplazamiento

La demanda de ductilidad de desplazamiento para diseño de la estructura 1GDL equivalente se calculará con la ecuación (A-9):

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (\text{A-9})$$

### 3.5 Desplazamiento de fluencia

El desplazamiento de fluencia usado en la ecuación (A-9) se calculará con base en un análisis estructural racional, o bien mediante las ecuaciones (A-10) a (A-11):

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (\text{A-10})$$

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (\text{A-11})$$

Cuando existen tramos con relaciones  $(L_b/h_b)$  variables, se puede usar en las ecuaciones (A-10) y (A-11) un valor equivalente de la relación  $(L_b/h_b)$ , según la ecuación (A-12):

$$\left(\frac{L_b}{h_b}\right)_{eq} = (V_{base} * H_e - \sum M_c) / \sum (V_{ij} * h_{bij}) \quad (A-12)$$

En donde la suma debe extenderse a todos los niveles, i, y a todas las luces (tramos), j, del edificio. En la ecuación (A-12):

$\sum M_c$  Suma de momentos flectores en las bases de las columnas

$V_{ij}$  Cortante sísmico resistido por la viga del Nivel i, tramo j.

$h_{bij}$  Espesor de la viga del Nivel i, tramo j.

### 3.6 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente usado para caracterizar el espectro de desplazamiento de diseño de la estructura 1GDL, según las ecuaciones (A-2) deberá determinarse a partir de los resultados de análisis dinámicos inelásticos cuidadosos de estructuras con materiales y formas estructurales similares a los del edificio considerado. En lugar de esos análisis puede usarse la ecuación siguiente:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left[ \frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right] \quad (A-13)$$

### 3.7 Periodo de respuesta efectivo

El periodo efectivo de respuesta de la estructura de 1GDL es:

$$T_e = T_L \left( \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,\xi}} \right) \quad (A-14)$$

En donde  $\Delta_{c,\xi}$  es el desplazamiento espectral máximo para el amortiguamiento  $\xi_{eq}$ .

### 3.8 Rigidez efectiva

La rigidez efectiva de la estructura 1GDL es:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2}{T_{eff}^2} m_e \quad (A-15a)$$

$$K_{eff,m\acute{a}x} = \frac{4\pi^2}{T_{eff}^2} \left( \frac{S_{del}}{\Delta_d} \right) m_e \quad (A-15b)$$

En donde  $S_{del}$  es el desplazamiento espectral máximo para el nivel elástico de amortiguamiento.

## 4. FUERZA CORTANTE BASAL DE DISEÑO

La fuerza cortante total basal de diseño se calcula a partir del desplazamiento de diseño y de la rigidez efectiva de la estructura 1GDL, de acuerdo con la ecuación (A-16):

$$V_{base} = K_{eff} \Delta_d \quad (A-16a)$$

Pero el cortante  $V_{base}$  no necesita exceder el valor dado por la ecuación (A-16b):

$$V_{base\ m\acute{a}ximo} = K_{eff} S_{del} \quad (A-16b)$$

En donde  $S_{del}$  es el valor espectral máximo correspondiente a un amortiguamiento  $\xi = 0.05$  y al periodo  $T_L$ .

Si el desplazamiento de fluencia de algunos elementos es mayor que el desplazamiento de diseño del sistema  $\Delta_d$ , se deberá ajustar el cortante basal de la ecuación (A-16), para garantizar que sí se alcance a desarrollar la resistencia requerida.

Si el desplazamiento de fluencia del sistema  $\Delta_y$ , es mayor que el desplazamiento de diseño  $\Delta_d$ , la cortante total basal de diseño deberá calcularse de acuerdo con la ecuación (A-16b):

$$V_{base} = K_{eff} \Delta_y \quad (A-16c)$$

#### 4.1 Vector de fuerzas laterales derivado de la fuerza cortante basal

La fuerza cortante basal se distribuirá según las posiciones de las masas de piso del edificio, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\text{Pisos 1 a } n - 1: \quad F_i = kV_{base}(m_i \Delta_i) / \Sigma(m_i \Delta_i) \quad (A-17a)$$

$$\text{Pisos } n \text{ (cubierta):} \quad F_n = (1 - k)V_{base} + kV_{base}(m_n \Delta_n) / \Sigma(m_i \Delta_i) \quad (A-17b)$$

El valor de  $k$  para el uso de las ecuaciones (A-17) será  $k = 0.90$ .

### 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD REQUERIDA A MOMENTO FLECTOR EN RÓTULAS PLÁSTICAS.

La estructura deberá analizarse para el vector de fuerzas laterales de diseño para determinar la capacidad requerida a momento flector de las rótulas plásticas potenciales.

El análisis estructural deberá basarse en la rigidez efectiva de los elementos estructurales al nivel esperado de respuesta a desplazamientos; alternativamente podrá determinarse mediante un análisis racional basado en condiciones de equilibrio. Las fuerzas laterales no deberán ser distribuidas a los elementos con base en propiedades elásticas de las secciones.

### 6. REQUISITOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

Debe garantizar la distribución y la localización de las rotulas plásticas previstas en el diseño, estableciendo una jerarquía apropiada de resistencia de diseño por capacidad, con momentos y cortantes de diseño amplificados para tener en cuenta la posible sobrerresistencia de los materiales en las rotulas plásticas y los efectos de amplificación dinámica de los modos superiores.

Para el diseño de las rótulas plásticas para los momentos flectores obtenidos a partir del método de la estructura sustituta con las siguientes consideraciones:

- No usar factores de reducción de resistencia  $\phi = 1.0$

- Usar para la resistencia del concreto  $f'_{ce} = 1.3f'_c$
- Usar para la resistencia del acero  $f_{ye} = 1.1f_y$

Para evaluar la resistencia real máxima a flexión que podría alcanzar las rótulas plásticas usar:

- Usar para la resistencia del concreto  $f'_{co} = 1.7f'_c$
- Usar para la resistencia del acero  $f_{yo} = 1.3f_y$

**ANEXO 02. MATRIZ DE CONSISTENCIA**

**TITULO: DISEÑO SISMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO**

<b>PROBLEMA</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>HIPOTESIS</b>	<b>VARIABLES</b>	<b>METODOLOGIA</b>
<p><b><u>Problema Central</u></b></p> <p>¿Cual es la metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos que permita mejorar el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado?</p>	<p><b><u>Objetivo General</u></b> Proponer una metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos para mejorar el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado</p> <p><b><u>Objetivos específicos</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Aplicar a una edificación con planta regular aporticada de concreto armado de mediana altura el método directo basado en desplazamientos.</li> <li>• Realizar la verificación del diseño mediante un análisis estático no lineal para comprobar el comportamiento sísmico de la estructura.</li> <li>• Proponer una propuesta de incorporación del diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras aporticadas de concreto armado en la Norma Peruana de diseño sismorresistente.</li> </ul>	<p><b><u>Hipótesis central</u></b></p> <p>La propuesta de metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos permitirá mejorar el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado</p>	<p><b><u>V. Independiente</u></b></p> <p>Diseño sísmico basado en desplazamientos.</p> <p><b>Indicadores:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Niveles de daño</li> <li>- Estabilidad estructural</li> </ul> <p><b>Escala de medición:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Diseño por desempeño</li> <li>- Resistencia lateral requerida</li> </ul> <p><b><u>V. Dependiente</u></b></p> <p>Comportamiento sísmico de estructuras aporticadas</p> <p><b>Indicadores:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Desplazamientos</li> <li>- Intensidad de sismo</li> </ul> <p><b>Escala de medición:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Comportamiento de cada elemento.</li> <li>- Sismo de diseño.</li> </ul>	<p><b><u>Tipo de investigación</u></b> El tipo de investigación para esta tesis es descriptiva y explicativa.</p> <p><b><u>Diseño de la investigación</u></b> <b>PRIMERA FASE</b> Se realizó una revisión bibliográfica de la literatura existente que respalda el método, con ello se implementó una metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras aporticadas de concreto armado. <b>SEGUNDA FASE</b> Se eligió un edificio representativo de 6 pisos ubicado en la ciudad de Tacna, con un sistema estructural aporticado, configuración irregular en los vanos y simétrica. A ésta estructura se aplicó la metodología implementada en la fase anterior. <b>TERCERA FASE</b> Finalmente para dar la validez y mostrar la efectividad de este método se realiza una verificación mediante un análisis estático no lineal, mediante un programa computacional SAP2000.</p> <p><b><u>Población y muestra</u></b> <b>Población</b> Está conformado por todas las estructuras aporticadas de concreto armado del Perú. <b>Muestra</b> De la población anteriormente señalada se ha tomado como muestra las estructuras existentes de la ciudad de Tacna.</p> <p><b><u>Técnicas e instrumentos</u></b> Las principales técnicas e instrumentos utilizados en la presente investigación son: Análisis de documento:  <ul style="list-style-type: none"> <li>- Libros</li> <li>- Normas nacionales e internacionales</li> <li>- Publicaciones indexadas</li> <li>- Estudios desarrolladas en otras universidades</li> </ul>                     Aplicación de programas:  <ul style="list-style-type: none"> <li>- SAP2000</li> <li>- Microsoft Excel</li> </ul> </p>