

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE POSGRADO**



**Criterios técnicos orientados a la elaboración de un código de diseño sísmico utilizando la metodología por desempeño basado en el método de análisis por desplazamientos para sistemas de marcos de concreto reforzado**

PRESENTADO POR:

**MARCOS ULISES RIVAS RAMÍREZ  
CARLOS ROBERTO VÁSQUEZ RÍOS**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2017

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR:

**MSc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO**

SECRETARÍA GENERAL:

**MSc. CRISTOBAL HERNÁN RÍOS BENÍTEZ**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

DECANO:

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

SECRETARIO:

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE POSGRADO**

DIRECTORA:

**MSc. PATRICIA HAYDÉE ESTRADA DE LÓPEZ**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE POSGRADO

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

Título:

**Criterios técnicos orientados a la elaboración de un código de diseño sísmico utilizando la metodología por desempeño basado en el método de análisis por desplazamientos para sistemas de marcos de concreto reforzado**

Presentado por:

MARCOS ULISES RIVAS RAMÍREZ  
CARLOS ROBERTO VÁSQUEZ RÍOS

Trabajo de graduación aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2017

Trabajo de graduación aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MSc MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

## RESUMEN

Tomando en cuenta la alta peligrosidad sísmica en el que se encuentra el territorio de El Salvador, se considera de vital importancia el hecho de tener una normativa referente al análisis y diseño de estructuras sismo-resistentes que esté actualizada. En diferentes países de la región se hacen esfuerzos para incluir los nuevos reglamentos que incluyen los conocimientos y metodologías más recientes en este campo, sin embargo en nuestro país estas normativas no han sido actualizadas en más de 20 años, ya que las revisiones e investigaciones realizadas no han sido incluidas legalmente en las normativas siendo aún vigentes las normas técnicas desarrolladas entre los años de 1994 y 1997.

Considerando lo anterior, el presente trabajo busca contribuir en este proceso de actualización, realizando una investigación y análisis de una metodología alternativa de Diseño Sísmico que es utilizada en la actualidad. Como primer paso se describe la evolución y desarrollo de la Ingeniería Sísmica, y se da a conocer la filosofía actual de Diseño Sísmico, la cual se basa no solo en que las estructuras no colapsen ante un evento sísmico, sino que además de esto tengan un desempeño predecible ante diferentes niveles de sollicitación sísmica.

Posteriormente se realiza una comparación entre diseño sísmico Basado en Fuerzas y el diseño sísmico alternativo que es Basado en Desplazamientos. Se realiza un análisis de los diferentes métodos de Diseño Basados en Desplazamientos aplicados al diseño de Estructuras de concreto reforzado que se han desarrollado en la actualidad, para seleccionar de estas, una metodología que se adecúe mejor para aplicarla a nuestro medio.

Este trabajo se centra en desarrollar los criterios técnicos para utilizar el diseño por desplazamientos, aplicando la filosofía de diseño por desempeño para el diseño sísmico de estructuras de marcos de concreto reforzado. Para esto se describen los conceptos fundamentales del Diseño Directo Sísmico Basado en Desplazamientos y se propone unos lineamientos de aplicación utilizando los parámetros sísmicos, reglamentos y normativas de diseño que se utilizan en nuestro país para el diseño sísmico enfocado en estructuras de concreto reforzado.

Como último punto se desarrollan dos ejemplos: un edificio de apartamentos y un edificio para hospital, en los que se aplican los lineamientos propuestos para el Diseño Sísmico basado en Desplazamientos utilizando la filosofía de Desempeño, posteriormente para cada uno de ellos se realiza un Análisis Estático No Lineal de la estructura diseñada, para verificar si los objetivos de desempeño que se establecieron al inicio del diseño fueron alcanzados.

## **AGRADECIMIENTOS**

Le agradecemos a Dios, y a todas las personas que nos apoyaron y brindaron su tiempo, paciencia y consejos para terminar este trabajo de graduación. A nuestro asesor Manuel Alfredo López Menjivar por su apoyo, paciencia y dirección en este trabajo y a lo largo de este postgrado. A nuestras familias, por su paciencia, apoyo y comprensión durante estos años, en los que nos ausentamos de sus vidas para terminar este proyecto. Agradecer a Ingeniero Ricardo Narváez, mi jefe por su guía, apoyo, orientación e información técnica en este trabajo y en mi carrera profesional.

Carlos Vásquez

Gracias...

A mi familia por su apoyo y comprensión al permitirme ocupar su tiempo para concentrarme en mis estudios y hacerme saber que estaban ahí cuando los necesitaba.

A nuestros catedráticos por compartir sus conocimientos y ser una guía en la búsqueda de la superación profesional y personal.

A nuestro asesor Manuel Alfredo López Menjívar por aportar su conocimiento y haber dedicado su valioso tiempo a este trabajo de graduación.

Marcos Rivas

# CONTENIDO

1	INTRODUCCION .....	1
1.1	Antecedentes.....	1
1.2	Planteamiento del problema y justificación.....	3
1.3	Objetivos.....	4
1.3.1	Objetivo General.....	4
1.3.2	Objetivos Específicos.....	4
1.4	Límites y alcances .....	5
1.4.1	Límites.....	5
1.4.2	Alcances.....	5
2	DESARROLLO DEL DISEÑO SISMICO, MÉTODO DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS.....	6
2.1	Evolución del Diseño Sísmico.....	6
2.1.1	Introducción .....	6
2.1.2	Inicios de la Ingeniería Sísmica.....	6
2.1.3	Evolución de Código Sísmico en Estados Unidos.....	7
2.1.4	Diseño por Desempeño .....	9
2.1.5	Códigos Sísmicos en El Salvador.....	12
2.2	Diseño Basado en Fuerzas.....	13
2.2.1	Procedimiento utilizado en el diseño sismorresistente basado en fuerzas .....	13
2.3	Diseño Basado en Desplazamientos .....	15
2.3.1	Procedimiento utilizado para el diseño sismoresistente basado en desplazamientos .....	15
2.4	Análisis comparativo del diseño basado en fuerzas y el basado en desplazamientos.....	17
2.4.1	Cuestionamientos al método de diseño sísmico basado en fuerzas .....	18
2.4.2	Características del diseño sísmico basado en desplazamiento.....	19
2.4.3	Comparación entre métodos de diseño sísmicos basados en fuerzas y el basado en desplazamientos .....	20
3	METODOLOGIAS DE ANÁLISIS POR DESPLAZAMIENTOS.....	21
3.1	Métodos Basados en Desplazamientos.....	21
3.1.1	Introducción .....	21
3.1.2	Diseño sísmico con deformación controlada. Panagiotakos y Fardis.....	21
3.1.3	Método de dosificación para estructuras de marcos de concreto. Browning .....	22
3.1.4	Espectro punto fluencia para diseño sísmico. Ascherim y Black.....	23

3.1.5	Diseño por desplazamientos usando un espectro de diseño inelástico. Chopra. .24	24
3.1.6	Método del espectro de capacidad. Freeman. ....25	25
3.1.7	Diseño directo basado en desplazamiento. Priestley y Kowalsky.....25	25
3.2	Comparación de los métodos. ....26	26
4	CONCEPTOS DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO POR METODO DIRECTO. ....29	29
4.1	Introducción .....29	29
4.2	Curvatura de fluencia.....29	29
4.3	Ductilidad de desplazamiento $\mu_{\Delta}$ .....33	33
4.3.1	Conceptos de ductilidad.....33	33
4.3.2	Demanda de ductilidad en sistema de marcos.....36	36
4.4	Estructura Sustituta.....37	37
4.4.1	Concepto de estructura sustituta.....37	37
4.4.2	Altura efectiva y masa efectiva del SDOF equivalente .....38	38
4.4.3	Rigidez secante equivalente .....39	39
4.5	Amortiguamiento viscoso equivalente a la ductilidad .....40	40
4.5.1	Conceptos de amortiguamiento viscoso.....40	40
4.5.2	Factor de corrección del espectro de desplazamiento por amortiguamiento $R_{\epsilon}$ ....42	42
4.5.3	Periodo efectivo. ....42	42
4.5.4	Espectro de Desplazamientos para El Salvador .....42	42
4.6	Definición de desplazamientos.....45	45
4.6.1	Desplazamiento de fluencia del SDOF equivalente para el sistema completo. ....45	45
4.6.2	Determinación del desplazamiento de diseño .....49	49
4.6.3	Perfil de desplazamientos normalizado.....51	51
4.6.4	Factor de Corrección de desplazamientos. ....52	52
4.6.5	Perfil de desplazamientos del edificio .....53	53
4.6.6	Definición de derivas admisibles considerando los criterios de desempeño.....53	53
4.7	Cortante Basal de diseño.....55	55
4.7.1	Determinación del cortante basal.....55	55
4.7.2	Distribución del cortante basal en altura .....55	55
4.8	Factor Sobre-resistencia .....56	56
4.9	Determinación de fuerzas de diseño de los elementos. ....57	57
4.9.1	Análisis de marcos basados en condiciones de equilibrio.....58	58
4.10	Diseño por capacidad en el método DDBD .....61	61
5	LINEAMIENTOS PARA LA INCLUSIÓN DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS EN UN CÓDIGO DE DISEÑO.....64	64



5.1	Introducción .....	64
5.2	Consideraciones de diseño.....	64
5.3	Propuesta de metodología de diseño por desplazamiento.....	65
6	EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL METODO DE DISEÑO DE DESPLAZAMIENTO. ....	76
6.1	Edificio Apartamentos .....	76
6.1.1	Predimensionamiento de marco.....	77
6.1.2	Cálculo de cargas por propio .....	78
6.1.3	Desplazamiento de diseño.....	79
6.1.4	Desplazamiento de fluencia del sistema y ductilidad.....	80
6.1.5	Amortiguamiento viscoso equivalente.....	82
6.1.6	Periodo efectivo .....	82
6.1.7	Rigidez efectiva mínima.....	83
6.1.8	Cálculo de cortante basal.....	83
6.1.9	Distribución de fuerza lateral entre los elementos de la estructura y en altura. ....	84
6.1.10	Diseño por capacidad de los elementos de la estructura. ....	85
6.1.11	Análisis Pushover de Marco.....	96
6.2	Edificio de Hospital .....	99
6.2.1	Predimensionamiento de marco.....	100
6.2.2	Cálculo de cargas por propio .....	100
6.2.3	Desplazamiento de diseño.....	102
6.2.4	Desplazamiento de fluencia del sistema y ductilidad.....	103
6.2.5	Amortiguamiento viscoso equivalente.....	105
6.2.6	Periodo efectivo .....	105
6.2.7	Rigidez efectiva mínima.....	106
6.2.8	Cálculo de cortante basal.....	106
6.2.9	Distribución de fuerza lateral entre los elementos de la estructura y en altura. ...	107
6.2.10	Diseño por capacidad de los elementos de la estructura. ....	108
6.2.11	Análisis Pushover de Marco.....	119
6.3	Análisis de Resultados.....	122
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	123
8	REFERENCIAS.....	125
8.1	Apéndice A - Análisis sísmico por medio del procedimiento estático no lineal según ASCE-41-13.....	127

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Línea del tiempo de evolución de diseño sísmico.....	9
Figura 2.2. Flujograma de diseño por desempeño.....	10
Figura 2.3. Operaciones para el Diseño Basado en Fuerzas.....	14
Figura 2.4. Estructura Sistema de un grado de libertad (SDOF).....	16
Figura 2.5. Curva bilineal de respuesta fuerza-desplazamiento del sistema estructural.....	16
Figura 2.6. Curvas Amortiguamiento equivalente vs Ductilidad.....	16
Figura 2.7. Espectro Diseño de Desplazamiento.....	16
Figura 3.1 Diagrama de flujo en Diseño por Desplazamiento Método Browning.....	22
Figura 3.2 Diagrama de flujo para diseño por Espectro punto de fluencia.....	23
Figura 3.3 Diagrama de flujo Método Diseño usando Espectro Inelástico.....	24
Figura 3.4 Diagrama de Flujo Método de Freeman.....	25
Figura 3.5 Diagrama de Flujo Método de Priestley y Kowalsky.....	26
Figura 3.6 Grafica de evaluación de Metodologías de Diseño Basado Por Desplazamiento.....	27
Figura 4.1 Relación de rigidez efectiva.....	29
Figura 4.2 Curvatura de fluencia.....	29
Figura 4.3 Componentes de deformación elástica de deriva de un montaje viga-columna.....	31
Figura 4.4 Derivas de fluencia experimental de unidades de prueba de concreto reforzado viga-columna comparado con predicciones de ecuación 3.4.....	32
Figura 4.5 Definiciones de los desplazamientos de fluencia $\Delta_y$ y desplazamiento de rotura $\Delta_u$ .....	34
Figura 4.6 Distribución de la resistencia en un Sistema Dual.....	37
Figura 4.7 Estructura sustituto y rigidez equivalente: $K_e=V_d/\Delta_d$ .....	38
Figura 4.8 Formas de histéresis consideradas.....	41
Figura 4.9 Espectro elástico de diseño del reglamento de El Salvador 1997.....	44
Figura 4.10 Espectro de desplazamiento elástico, obtenido con base a Norma Técnica de El Salvador.....	45
Figura 4.11 Esquema de aporte de los diferentes elementos de resistencia.....	46
Figura 4.12 Marco con acciones.....	48
Figura 4.13 Derivas críticas en edificios de marcos de concreto.....	49
Figura 4.14 Perfil de desplazamientos normalizado.....	52
Figura 4.15 Marco de concreto basado en condiciones de equilibrio.....	58
Figura 4.16 Diagrama de flujo en Diseño por Capacidad en Marcos de Concreto.....	63
Figura 5.1 Diagrama de flujo paso a paso del método de diseño basado en desplazamientos.....	66
Figura 6.1 Esquema de cortantes y momentos en vigas y columnas de edificio de apartamentos.....	81
Figura 6.2 Curva idealizada fuerza-desplazamiento del ejemplo de edificio de apartamentos.....	97
Figura 6.3 Estado de rótulas plásticas en edificio de apartamentos.....	98
Figura 6.4 Esquema de cortantes y momentos en vigas y columnas de edificio de hospital.....	104
Figura 6.5 Curva idealizada fuerza-desplazamiento del ejemplo de edificio de hospital.....	120

Figura 6.6 Estado de rótulas plásticas en edificio de hospital .....	121
Figura 8.1 Curva idealizada fuerza-desplazamiento. ....	128

## INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Niveles sísmicos. Probabilidad de excedencia y periodos de retorno. ....	11
Tabla 2-2 Objetivos de diseño .....	11
Tabla 2-3 Comparación entre el Diseño basado en fuerzas y el diseño basado en desplazamientos. ....	20
Tabla 4-1 Parámetros de ensayos de calibración del modelo experimental .....	32
Tabla 4-2 Cuadro de términos de ductilidad .....	34
Tabla 4-3 Objetivos de Desempeño para diferentes niveles sísmicos y niveles de desempeño. ....	53
Tabla 4-4 Valores de deriva admisible de entrepiso para el nivel de desempeño seleccionado .....	54
Tabla 4-5 Rango típico de sobrerresistencia para varios sistemas estructurales .....	57
Tabla 8-1 Valores para el Factor de Modificación $C_0$ .....	129
Tabla 8-2 Valores para el factor de masa efectiva $C_m$ .....	130

# 1 INTRODUCCION

## 1.1 Antecedentes

En el Salvador, se ha venido trabajando para poseer una reglamentación y normativa para el diseño y construcción de las edificaciones que sea capaz de establecer los requerimientos mínimos a considerar para un desarrollo más seguro de la infraestructura acorde a los conocimientos y limitaciones de cada época. Sin embargo los esfuerzos para mantener esta normativa actualizada se ha visto limitada por diversos factores realizándose revisiones de la misma a intervalos de tiempo demasiado amplios.

Entre las creaciones de normativas y modificaciones de las mismas se pueden mencionar:

- El 26 de febrero de 1946 por Decreto Ejecutivo se promulgó el “Reglamento para el uso del adobe en las construcciones de edificios”.
- El 21 de enero de 1966 se promulga a través del Decreto 6 el “Reglamento de Diseño Sísmico” a raíz del sismo del 3 de mayo de 1965 con el que se buscaba establecer los requisitos mínimos que para el diseño sísmico de construcciones nuevas y para la reparación de aquellas que han sido dañadas por sismos.
- El 14 de septiembre de 1989 se desarrolla el desarrollar el “Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador” a través del Decreto N°14, propuesto por el Ministerio de Obras Públicas motivado para solventar las deficiencias en el detallado de las estructuras las cuales se hicieron evidentes con el sismo del 10 de octubre de 1986.
- Entre los años 1994 y 1997 se publicó el “Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RESESCO)” acompañado de nueve Normas Técnicas a través del Ministerio de Obras Públicas el cual consiste en un conjunto de regulaciones para la práctica de construcción. En este caso tenía la ventaja de no haber sido emitida como consecuencia de un sismo además de haber sido elaborado por una empresa privada en conjunto con universidades e instituciones relacionadas con la construcción, verificando que en cada área de estudio se contara con consultores expertos, nacionales y extranjeros.
- Como consecuencia de los terremotos ocurridos el 13 de enero y el 13 de febrero de 2001 y los daños reportados por el Comité de Emergencia Nacional (COEN) en viviendas y hospitales, la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) realizó una revisión de la “Norma Especial de Diseño y Construcción de Viviendas de Una y Dos Plantas” y desarrolló una nueva “Norma para Diseño y Construcción de Hospitales y Establecimientos de Salud”, sin embargo a la fecha estas propuestas no se han transformado en leyes.
- Otra iniciativa tomada después de estos sismos se llevó a cabo por la Institución JICA en conjunto con el Gobierno de El Salvador con el objetivo de desarrollar proyectos en los que se busca disminuir la vulnerabilidad del país ante los sismos, en dicha iniciativa

participan instituciones estatales y privadas, la primera etapa se centra en la vivienda popular. Como producto de estas investigaciones se determinan cuatro sistemas estructurales sismo-resistentes ideados para su uso en vivienda popular.

- En el año de 2012 se finaliza la segunda etapa de esta iniciativa, iniciada en mayo de 2009 conocida como proyecto Taishin, el cual da como resultado el “Reglamento Técnico Salvadoreño para Vivienda Social de Un Nivel” y el “Reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo al uso del sistema constructivo de Adobe para vivienda de un nivel”.

De lo anterior se observa que de las modificaciones que han tenido las normas salvadoreñas en los últimos 50 años, una buena cantidad ha surgido como consecuencia de las deficiencias de estas, que quedaban en evidencia ante los eventos sísmicos que se iban dando, y no por actualización de conocimientos y refinamiento de parámetros, que en muchos países se desarrollan metodologías de análisis y diseño de estructuras que corrigen las carencias de métodos antiguos para la evaluación y diseño de estructuras.

En este trabajo se propone investigar la aplicabilidad de una de esas metodologías de análisis sísmico que cuenta con mayor desarrollo en la actualidad, que es el análisis sísmico por desplazamientos el cual se basa una filosofía de diseño por desempeño, en el que se definen diversos niveles de funcionalidad, basándose en la capacidad y demandas de las edificaciones.

## **1.2 Planteamiento del problema y justificación.**

Tomando en cuenta la alta peligrosidad sísmica en que se encuentra el territorio de El Salvador, se considera de vital importancia el hecho de tener una normativa referente al análisis y diseño de estructuras que esté actualizada. En diferentes países de la región se han hecho esfuerzos por incluir en sus respectivos reglamentos los conocimientos y metodologías más recientes en este campo, en nuestro país estas normativas no han sido actualizadas en casi 20 años ya que las revisiones e investigaciones realizadas no han sido incluidas legalmente en las normativas siendo aún vigentes las normas técnicas desarrolladas entre los años de 1994 y 1997.

Por este motivo se vuelve necesaria la modificación de la normativa vigente para que se tomen en cuenta los avances en el estado del conocimiento del análisis y diseño estructural actual. Como parte de este proceso de modernización es necesario revisar las metodologías de análisis existentes y comparar con metodologías alternativas que han sido propuestas a partir de investigaciones, que han mostrado ser lo suficientemente efectivas como para poder ser incluidas dentro de la reglamentación de otros países que han dirigido dichas investigaciones.

El presente trabajo busca contribuir en este proceso, realizando un análisis de una metodología nueva al diseño sísmico que se utiliza en la actualidad. Si tomamos en cuenta que la acción del sismo en nuestro país, rige en el diseño de nuestras edificaciones, por lo que es importante el estudio y análisis de metodologías de estructuras sometidas a este tipo de excitaciones y que de alguna manera brinden alguna ventaja para el diseño respecto a las que se usan actualmente.

Este trabajo se centra en la evaluación de criterios técnicos utilizados en el diseño por desplazamientos y la metodología del diseño por desempeño. En el apartado 3 referente al marco teórico se explicará en mayor detalle las razones por las cuales se cree conveniente evaluar e incluir estas metodologías en una propuesta de norma de diseño para El Salvador.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Realizar una investigación acerca del Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos, y proponer un procedimiento de aplicación para el Diseño Sísmico de Edificios de Concreto Reforzado.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- a) Describir la evolución y desarrollo de la Ingeniería Sísmica y dar a conocer la última filosofía de Diseño Sísmico.
- b) Realizar una comparación entre el Diseño Sísmico Basado en Fuerzas y el Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos.
- c) Conocer los diferentes métodos de Diseño Basados en Desplazamientos aplicados al diseño de Estructuras de Concreto para posteriormente seleccionar una metodología que se adecue de mejor manera para aplicarla a nuestro medio.
- d) Describir los conceptos fundamentales del Diseño Basado en Desplazamientos.
- e) Proponer un procedimiento de aplicación del Método Directo de Diseño Sísmico por Desplazamiento para nuestro país.
- f) Desarrollar un ejemplo de aplicación de la metodología propuesta para el Diseño Sísmico de un Edificio de Concreto Reforzado.

## **1.4 Límites y alcances**

### **1.4.1 Límites**

- a) La metodología de diseño propuesta solamente proporcionará los criterios técnicos que servirán para la elaboración de un código de diseño.
- b) Metodología propuesta será aplicable solamente al sistema estructural conformado por marcos resistentes a momento de concreto reforzado.
- c) En los ejemplos a desarrollar se aplicará el procedimiento a dos casos más comunes en el diseño de este tipo de estructuras.

### **1.4.2 Alcances**

- a) Elaboración de un marco teórico de metodologías existentes, descripción y compendio de los diferentes análisis por desplazamientos aplicados al diseño de marcos de concreto reforzado.
- b) Definición de una propuesta de metodología de diseño por desplazamiento aplicable al medio nacional incluyendo los siguientes aspectos:
  - Normativa técnica actual de nuestro país.
  - Proponiendo estados límites de desempeño.
- c) Desarrollo de dos ejemplos de aplicación de diseño para edificios de marcos de concreto reforzado usando el análisis basado en desplazamiento.



## **2 DESARROLLO DEL DISEÑO SISMICO, MÉTODO DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS.**

### **2.1 Evolución del Diseño Sísmico.**

#### **2.1.1 Introducción**

La rama de la ingeniería que tiene como objetivo principal el diseño y construcción de estructuras que resistan movimientos sísmicos, es la Ingeniería Sísmica (IS). Como se ha ido desarrollando la ingeniería Sísmica, así ha evolucionado la forma de diseñar las estructuras para sismos.

A inicios de 1,900 existieron eventos sísmicos que ayudaron al desarrollo de Ingeniería Sísmica Moderna. Según Bertero y Bozorgnia [1], los tres prerrequisitos para que un sismo pueda ser identificado como un evento con impacto histórico en la iniciación de la Ingeniería Sísmica Moderna son los siguientes:

- 1) El sismo fue muy dañino.
- 2) El sismo ocurrió cuando la ingeniería civil junto con la sismología ingenieril habían avanzado a niveles que permitían desarrollos mayores basados en esas dos disciplinas fundamentales.
- 3) El sismo aconteció cuando existía por lo menos una receptividad política mínima a la idea de leyes de construcciones sismorresistentes.

#### **2.1.2 Inicios de la Ingeniería Sísmica.**

En Estados Unidos el sismo de San Francisco del 18 abril de 1906 con magnitud de 8.3, produjo daños y un gran incendio, que entre ambos sucesos causó miles de muertes y pérdidas de millones de dólares. Sin embargo, no existió ningún desarrollo de la Ingeniería Sísmica. Los ingenieros comenzaron a utilizar el concreto reforzado como material de edificación y se vio la necesidad de una mayor prevención a los incendios.

En esta etapa el diseño sísmico era más cualitativo que cuantitativo, debido a que se enfatizó en los aspectos constructivos, en vez de confiar en cálculos de acciones. En California se reemplazaban los efectos de los movimientos sísmicos por los efectos de los vientos, Bertero y Bozorgnia [1].

En Italia ocurrió un evento sísmico el 28 de Diciembre de 1908, con una magnitud de 7.5, que devastó la ciudad de Messina. A consecuencia de esto, se creó una comisión que recomendó realizar el diseño sismorresistente que tenía como base el uso de un método estático equivalente.

En Japón en 1988 Bertrero [1], cita que el profesor Usami afirmó que en 1914, un ingeniero Japonés desarrolló una teoría casi dinámica, para el diseño sismorresistente de estructuras de madera, mampostería, concreto reforzado y acero. El sismo de Kanto en 1923, con magnitud 8.3 sacudió la región Kanto de Japón incluyendo las ciudades grandes de Tokio y Yokohama al sur de Tokio. Este sismo sirvió para el inicio de una nueva era en el estudio de los efectos sísmicos.

### **2.1.3 Evolución de Código Sísmico en Estados Unidos.**

En Estados Unidos el 29 de Junio de 1925 ocurrió un sismo de magnitud 6.2, en Santa Bárbara California, con un pequeño número de muertes, pero con daños considerables, reavivando el interés por los movimientos sísmicos y su prevención de daños. Producto de este interés surgió un nuevo código de edificación, con un apartado que requería el diseño de las edificaciones, que resistan fuerza horizontal producida tanto por sismo o viento.

En 1927 con la cooperación de varios ingenieros y arquitectos, The Pacific Coast Building Officials Conference adoptaron the Uniform Building Code (UBC). Estas provisiones requerían que las edificaciones se deben diseñar para una fuerza lateral aplicada en cada piso y techo, como un porcentaje entre 7.5% a 10% de la carga muerta total más la carga viva.

En 1932 se instalaron instrumentos en edificios seleccionados en las ciudades de Los Ángeles y San Francisco, donde se obtuvo el primer registro significativo el 10 de Marzo de 1933, en el sismo de Long Beach, ubicado en el área de Los Ángeles. Con este registro se dio uno de los pasos más importante en el desarrollo de la IS.

El uso de coeficiente constante C en el cortante basal de diseño para edificaciones  $V=CW$  fue adoptado en los apéndice de UBC 1927 y en los códigos locales hasta 1943. Después se realizaron estudios, que indicaron que los requerimientos de diseño de un coeficiente de fuerza lateral, no producía el mismo grado de protección para todas las edificaciones con diferentes alturas. Estos estudios enfatizaron reemplazar la constante por una basada en una aceleración equivalente que tomara en cuenta consideraciones dinámicas. Así en 1947, San Francisco el código sísmico usaba un coeficiente C variable [1].

En 1957 la SEAOC en California, desarrolló un único código sísmico que resolvía las diferencias entre los códigos sísmicos utilizados en Estados Unidos. Otro objetivo que tenía el comité fue dar disposiciones para limitar el alcance y el tipo de daños a la propiedad, que podían poner en peligro la salud y la seguridad, [1].

En 1959 para considerar la ductilidad y la capacidad de disipación de energía de diferentes estructuras, se introdujo el factor K en el cortante basal  $V=KCW$ .

En 1959 el primer SEAOC Blue Book edition, promueve el diseño en término de desempeño, afirmando que el objetivo de los requisitos de fuerza lateral, es producir estructuras que debe ser capaz de resistir los siguientes objetivos:

- Resistir sismos menores sin daños.
- Resistir sismos moderados sin daño estructural, pero con algunos daños de elementos no estructurales.
- Resistir grandes terremotos sin colapso, pero con algunos daños estructurales y no estructurales.

Hasta principio de 1970, se aceptaba que el conocimiento alcanzado, era insuficiente para dar criterios teóricos que respaldarán objetivos de desempeño, por lo tanto los criterios de diseño eran empíricos y se basaron en los coeficientes, como por ejemplo, el cortante basal con su fórmula  $V=ZIKCSW$ . El cortante basal junto con el control de derivas elásticas y detallado estructural, tenían por finalidad brindar una adecuada seguridad al colapso y al control de daños.

Por otra parte, los diseños se basan en conceptos puramente elásticos sin tener en cuenta el comportamiento inelástico y capacidad de deformación, [1].

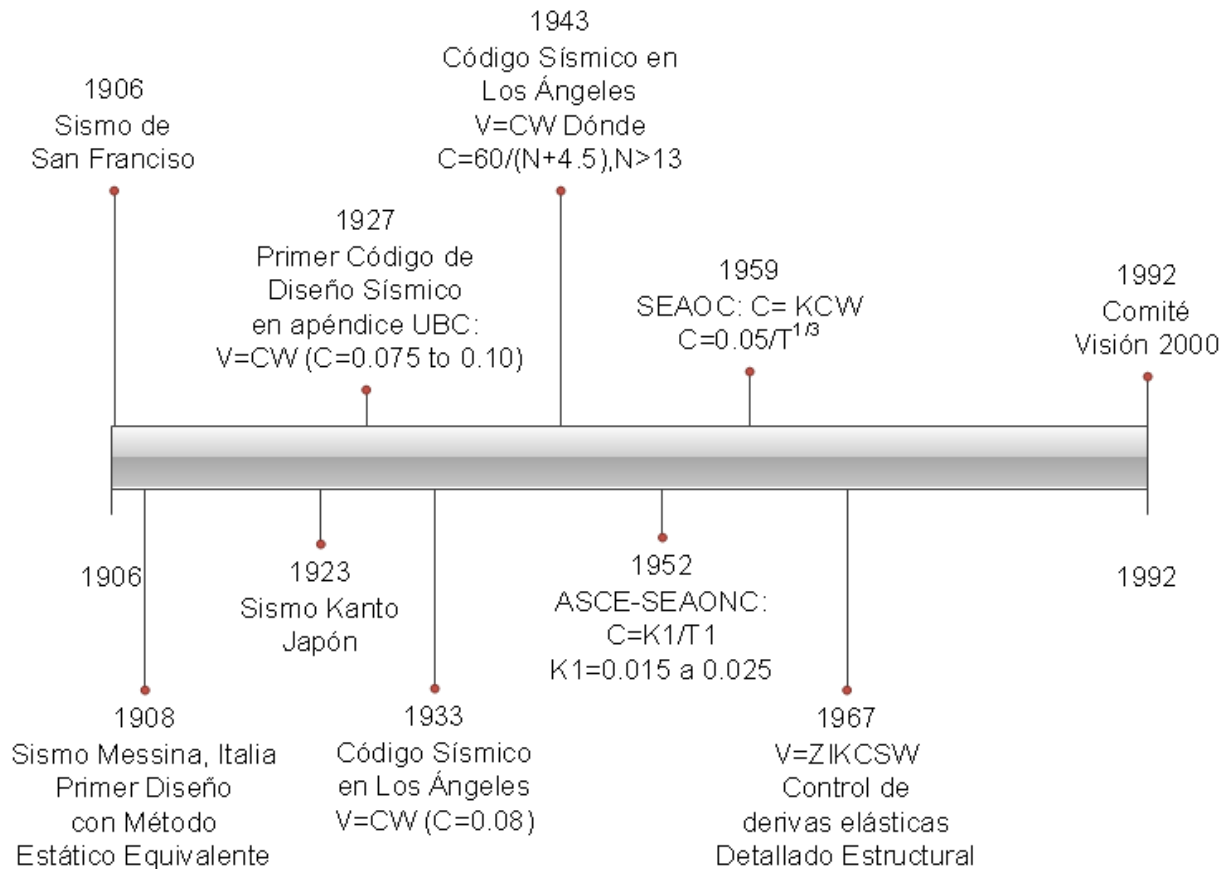
La mayoría de diseños sísmicos son basados en fuerza, con el objetivo primario de proveer una adecuada resistencia a todos los elementos, que son parte de la resistencia a la carga lateral.

Con estos tipos de criterios, la protección al colapso está implícita, y son las bases de diseño sísmico en la actualidad. Estos se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Proveer ductilidad a través de un cuidadoso detallado en todas las zonas donde la estructura experimente un comportamiento inelástico.
- Elementos que son importantes para la trayectoria de la carga, pero no es posible darle la ductilidad adecuada, deben ser protegidos de una fuerza excesiva y de la demanda de deformación que son dadas del diseño por capacidad.

Una parte de la evolución del diseño sísmico fue el concepto de factor de modificación de respuesta R, este se introdujo para permitir el diseño elástico de fuerzas para un sistema que responda de manera inelástica al sismo de diseño.

La línea de tiempo que resume la evolución del diseño sísmico se muestra a continuación:



**Figura 2.1 Línea del tiempo de evolución de diseño sísmico.**  
Fuente: Elaboración Propia

#### 2.1.4 Diseño por Desempeño

El diseño de desempeño nace por la necesidad de estructuras sismorresistentes con un desempeño predecible. Esto inició en 1988 con discusiones entre expertos de Estados Unidos y Japón. El sismo de Loma Prieta 1989, que indujo niveles moderados de movimiento de terreno, provocó una pérdida de varios millardos de dólares en daños directos, que para las agencias de Estados Unidos y la comunidad de ingeniería estructural se consideró excesiva.

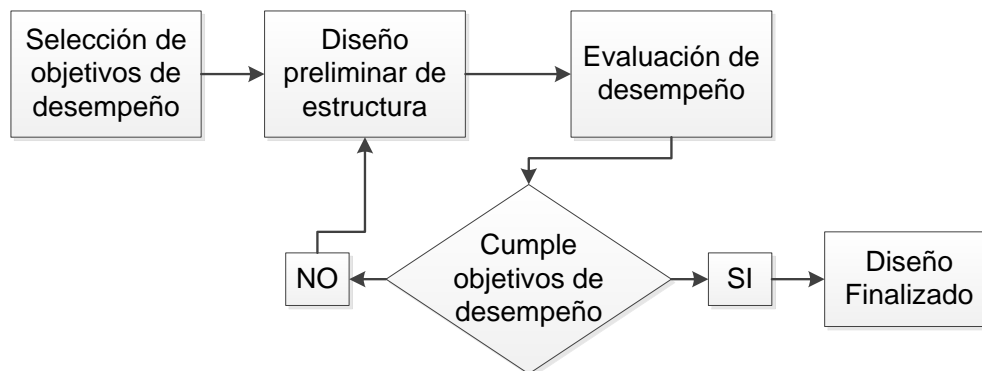
Esto produjo que en 1992 se inician esfuerzos por desarrollar una nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. La SEAOC estableció el Comité Visión 2000, [2].

Luego, el sismo en Northridge provoca pérdidas por más de 20 millardos de dólares, por lo que se refuerza la necesidad de revisar y replantear algunas de las bases en que se sustentaban las normativas de diseño sísmico.

En Japón a inicios de los noventa se discutía la necesidad y posibilidad de adoptar varios de los principios de la filosofía de diseño por desempeño. El sismo de Kobe en 1995, produjo pérdidas directas por 9914 millardos de yenes, a consecuencia de ello, el Ministerio Japonés de Construcción ejecutó un proyecto para el desarrollo de una metodología de diseño por desempeño.

El diseño sísmico por desempeño, consiste en evaluar explícitamente como se desempeña la estructura, dado una amenaza potencial (como por ejemplo el movimiento sísmico), tomando en cuenta las incertidumbres.

En la siguiente figura se muestra un flujograma que presenta los pasos en el proceso de diseño por desempeño.



**Figura 2.2. Flujograma de diseño por desempeño.**  
Fuente: Elaboración Propia

El diseño inicia con la selección de criterios de diseño establecidos en forma de uno o más objetivos de desempeño. Cada objetivo de desempeño plantea un riesgo aceptable de nivel de daños y pérdidas, para un determinado nivel de riesgo sísmico. Las pérdidas pueden ser asociadas a daños de elementos estructurales, no estructurales o ambos.

Se consideran cuatro criterios de desempeño o estados límites de acuerdo al nivel aceptable de daño según el ASCE 41-13, estos son:

- Operacional. En este estado de límite, la estructura permanece con su resistencia y rigidez originales, puede presentarse algún agrietamiento en muros divisorios, fachadas o bien plafones. Las instalaciones y equipo no deben dañarse.
- Ocupación Inmediata. La estructura puede presentar una disminución de su resistencia y rigidez, que son de poca consideración. En el caso de estructuras de concreto armado, sus elementos presentan grietas de poco ancho, y el acero de refuerzo no ha entrado en fluencia. En elementos no estructurales, se acepta mayor daño, en comparación con el estado límite anterior, en fachadas, muros divisorios, plafones, y pueden existir fallas menores en los equipos que no sean esenciales para la operación de la estructura.
- Seguridad de Vida. El daño estructural implica que las estructuras pierden un porcentaje considerable de su rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía. Es posible

que parte de los muros divisorios, fachadas y plafones sufren daño de consideración, y tengan que ser repuesto en su totalidad. El equipo y contenido de los edificios puede presentar daños importantes.

- **Colapso Inminente.** Es el estado de límite de seguridad, y se satisface si se mantiene la estabilidad global de la estructura, aun cuando el daño estructural y no estructural sea muy grave, de manera que no se garantice la integridad física de los ocupantes.

Los niveles sísmicos de diseño se plantean en función del periodo de retorno de las excitaciones sísmicas que pueden ocurrir en el sitio de la construcción. Este periodo depende a su vez, de la probabilidad de excedencia de una intensidad de excitación sísmica durante un intervalo de tiempo dado, en un límite establecido de antemano.

Mientras mayor el periodo de retorno, mayor la intensidad de la excitación sísmica. El ASCE 41-13, define los siguientes niveles sísmicos con la siguiente tabla:

**Tabla 2-1 Niveles sísmicos. Probabilidad de excedencia y periodos de retorno.**

Probabilidad de excedencia	Período de retorno
50% en 30 años	43
50% en 50 años	72
20% en 50 años	225
10% en 50 años	474
5% en 50 años	975
2% en 50 años	2,475

Fuente: Tabla C2-1, ASCE 41-13

Con los diferentes criterios de desempeño y los diferentes niveles sísmicos de diseño, da lugar a objetivos de diseño, se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 2-2 Objetivos de diseño**

		CRITERIOS DESEMPEÑO			
		Operacional	Ocupacion Inmediata	Seguridad De Vida	Colapso Inminente
NIVEL SISMICO	50% en 50 años BSE-1E				
	20% en 50 años BSE-2E				
	5% en 50 años BSE-2N				
	2% en 50 años				

ESTRUCTURAS OCUPACION ESTANDAR  
ESTRUCTURAS ESENCIALES  
ESTRUCTURAS CRITICAS

Fuente: Tabla C2-2. ASCE 41-13

En la actualidad el ASCE-41-13 es una especificación para la Evaluación y reforzamiento Sísmico de estructuras nuevas y existentes. Esta especificación es una actualización de ASCE 31-03 y ASCE 41-06, en la que pretende tener en un mismo documento los criterios para la evaluación sísmica por desempeño para estructuras nuevas y existentes.

### 2.1.5 Códigos Sísmicos en El Salvador.

La historia de diseño sísmico en El Salvador es pequeña porque han existido apenas 3 reglamentos de diseño sísmico. El primer reglamento de diseño sísmico fue introducido en 1966 en respuesta al sismo del 3 de mayo de 1965, según PRISMA [3], este código fue basado en las regulaciones del código de Acapulco, siguiendo recomendaciones realizadas en un reporte preparado por Rosenblueth para la UNESCO, donde sugirió que las normas para diseño de construcciones de Acapulco y las normas Chilenas, eran adecuadas a las características de la región, y que ambos códigos se refieren a condiciones similares a El Salvador. El máximo valor del coeficiente de cortante basal en este código es de 0.39. En este código no incluye la geología del sitio en la especificación de cargas sísmicas.

El segundo código para diseño sismorresistente fue realizado por un comité técnico de la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) de El Salvador, en respuesta al terremoto del 10 de Octubre de 1986, este fue con el título “Reglamento de Emergencia”, fue una versión temporal, previa al código de 1994. Se alteró la zonificación del código anterior, y fue basada en consideraciones de geología y tectónica, y los mapas de isosistas. Se aumentó las cargas sísmicas el máximo valor del coeficiente de cortante basal resulta en 0.45. No se consideraban las condiciones geológicas del sitio en la especificación de las cargas sísmicas

En 1994 se publicó un nuevo reglamento con el título de “Reglamento de Diseño Estructural para las Construcciones”, documento fue elaborado 1994 por un comité técnico bajo la supervisión del Ministerio de Obras Públicas (MOP). Los puntos más importantes que se consideran en el reglamento son los siguientes:

- a) Existen dos zonas sísmicas, a las cuales se les asigna un factor de 0.40 en el área sur del país y 0.30 en la zona norte.
- b) Se consideran tres niveles de intensidad sísmica, en función de la ocupación. A la ocupación especial se le incrementa un 20% y a la ocupación esencial se le incrementa un 50% respecto a la ocupación normal.
- c) Se establecen cuatro tipos de suelo con base a datos geotécnicos. Con estos tipos de suelo se definen coeficientes de sitio que son el valor máximo y el contenido de frecuencia del espectro de respuesta de aceleración efectiva.
- d) Se definen cinco sistemas estructurales y un factor de calidad de sistema (R), que identifica el nivel de demanda de deformación inelástica. A cada sistema se le limita la altura H y los factores de amplificación de desplazamiento  $C_d$ .
- e) Se definen dos métodos para el cálculo numérico de las acciones sísmicas, en términos de la masa y rigidez de la estructura. El primer método se define con un espectro elástico, para realizar un procedimiento de fuerza lateral estática. El segundo método es con un procedimiento de análisis dinámico el cual describe parámetros muy generales y está supeditado al análisis estático, este último además no define muy claramente como es su ejecución

- f) Se definen requerimientos mínimos para poder realizar el procedimiento de fuerza lateral estática, en función de su altura y geometría.
- g) Para un análisis dinámico por Método Superposición Modal, se requiere que el número de modos de vibración a incluir, tengan como mínimo 90% de la masa participante de la estructura.
- h) Se limitan las derivas de las estructuras considerando el desplazamiento horizontal de piso  $\delta_x$ , utilizando el factor Cd asignado para cada sistema estructural.

La última actualización al diseño sísmico fue realizada por la Norma Para Diseño y Construcción de Hospitales y Establecimientos de Salud, en esta se modifica el espectro de diseño, actualizando los coeficientes de sitio y definiendo nuevas ecuaciones para los valores de aceleración espectral.

## **2.2 Diseño Basado en Fuerzas**

El procedimiento de diseño basado en fuerzas que por sus siglas en inglés, se conoce como FBD (Force Based Design), está basado en el cálculo del cortante basal resultado de movimiento sísmico dinámico usando el espectro de respuesta de aceleraciones y el período elástico esperado de la estructura. En este procedimiento se aplican fuerzas estáticas sobre la estructura con magnitudes y direcciones que se aproximan a los efectos de la carga dinámica causada por los sismos [4].

La manera en que estas cargas laterales son aplicadas está asociada a la concentración de masas a lo largo de la altura de la estructura, adicionalmente la distribución de las mismas tienden a seguir la forma del modo fundamental del edificio por lo que, los mayores desplazamientos y las fuerzas laterales frecuentemente se producen en los niveles superiores.

Estos efectos son modelados en los procedimientos de *fuerzas laterales estáticas equivalentes* de la mayoría de los códigos de diseño por medio de la colocación de una fuerza en cada nivel de piso de la estructura, que es directamente proporcional con la altura [4]

### **2.2.1 Procedimiento utilizado en el diseño sismorresistente basado en fuerzas**

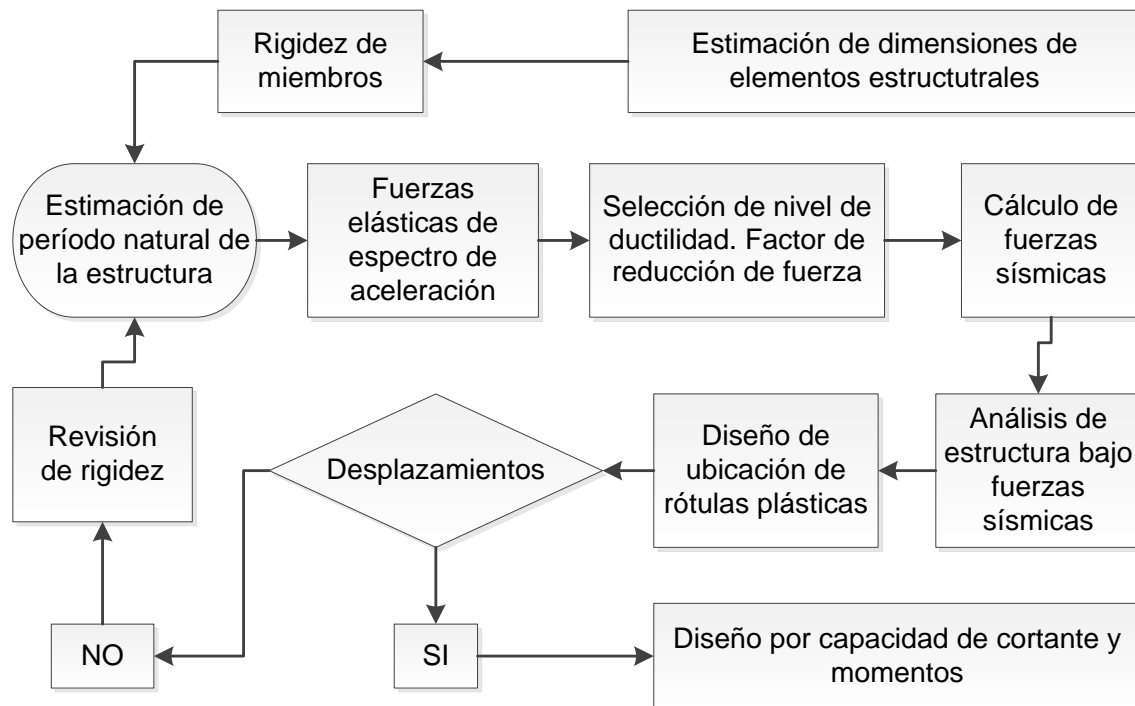
A continuación se menciona los pasos usuales a seguir en el diseño basado en fuerzas. [5]

1. Definición del sistema estructural.
2. A partir de la geometría del proyecto, los materiales elegidos, las masas y cargas del edificio en la zona donde se encuentra la edificación y en los aspectos sísmicos de diseño, se predimensionan los elementos de la estructura.
3. Se elabora un modelo elástico de la estructura y se calcula el período fundamental de vibración en cada dirección principal.



4. Se obtienen las fuerzas sísmicas de diseño que deben aplicarse con base en un espectro de aceleraciones y el período fundamental de la estructura.
5. Se calculan los desplazamientos sísmicos y se revisan las derivas. Si no cumple los requisitos de la norma, se vuelve al paso 2
6. Se combinan los efectos de las cargas verticales con las fuerzas sísmicas del paso 4, divididas estas por un factor de modificación de respuesta R. Así se determinan las fuerzas de diseño de los elementos estructurales.
7. Se diseña el refuerzo de flexión y el cortante de todos los elementos. Esto incluye una jerarquía de resistencias o diseño por capacidad, esto se refiere a la elección de un mecanismo de falla en el que se define que elementos llegarán a su resistencia máxima antes que otros, en el caso de marcos de concreto se considera el mecanismo de viga débil-columna fuerte por lo que para cumplir este requerimiento será necesario ajustar las dimensiones de dichos elementos. Pueden requerirse ajustes que lleven de nuevo al paso 3.
8. Elaboración de planos de construcción.

Los siguientes pasos se ven detallados en el siguiente flujograma:



**Figura 2.3. Operaciones para el Diseño Basado en Fuerzas**  
Fuente: Elaboración con base a Priestley [6]

Se han señalado incongruencias en esta metodología de diseño (Presley et al, 2007 [6]), sobretodo porque los modelos estructurales están basados en ductilidades y rigideces que no

representan de la mejor manera el verdadero comportamiento observado de la estructura para estos parámetros.

### **2.3 Diseño Basado en Desplazamientos**

El diseño basado por desplazamiento que por sus siglas en inglés lo conoceremos como DDBD (Direct Displacement Based Design), se enfoca en el uso del espectro de respuesta de desplazamiento como la base para el cálculo del cortante basal. Esto también depende del estudio del edificio considerando su fase elástica. El método DDBD es considerado como uno de los enfoques de diseño más simples para el análisis de estructuras de múltiples grados de libertad.

En este método la estructura es caracterizada por la rigidez secante y el amortiguamiento equivalente al de una estructura de un grado de libertad. Este diseño está basado en alcanzar un estado límite de desplazamiento especificado. Definiendo ya sea por los límites de tensión del material o límites de derivas no estructurales obtenidos a partir de los códigos de diseño bajo el nivel de intensidad sísmica de diseño.

La caracterización de la estructura utilizando la estructura sustituta evita muchos de los problemas inherentes al diseño basado en fuerzas, donde se utiliza la rigidez inicial para determinar el período elástico lo cual es un inconveniente que está presente en la mayoría de los códigos de construcción. [6]

#### **2.3.1 Procedimiento utilizado para el diseño sismoresistente basado en desplazamientos**

Los pasos en el diseño basado en desplazamientos son los siguientes [6]:

1. Se idealiza la estructura como un sistema de un solo grado de libertad (SDOF Single Degree of Freedom) como se muestra en la Figura 2.4.
2. Se selecciona un desplazamiento de diseño  $D_d$ , dado por normas derivas permisibles o deformaciones unitarias máximas en materiales que está compuesta la estructura.
3. La respuesta lateral de Fuerza–desplazamiento del sistema estructural se simplifica a una curva bilineal como se muestra en la Figura 2.5. Donde una rigidez elástica inicial  $K_i$  es seguida por una rigidez pos-fluencia  $r \cdot K_i$ . Este comportamiento se caracteriza por su rigidez secante  $K_e$ .
4. Se usa un nivel amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_e$ , que representa la combinación de amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica ver Figura 2.6.
5. Con el valor de  $\xi_e$  se modifica el espectro elástico de desplazamientos, obteniendo las curvas de la Figura 2.7.

6. Sobre el espectro de desplazamientos modificado, se lee el periodo máximo permitido  $T_e$ , correspondiente al desplazamiento de diseño  $\Delta_d$ , ver Figura 2.7
7. Con la masa efectiva correspondiente al primer modo de vibración,  $m_e$ , se calcula la rigidez necesaria de la estructura, utilizando la ecuación del periodo de un SDOF  $K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2}$
8. La fuerza cortante basal de diseño se toma como  $F = V_{base} = K_e \Delta_d$  esta fuerza se distribuye entre los diferentes elementos de la estructura.
9. Se realiza el diseño por capacidad, tomando los efectos de los modos superiores de vibración.

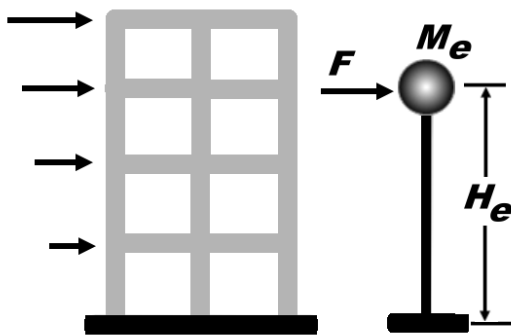


Figura 2.4. Estructura Sistema de un grado de libertad (SDOF)

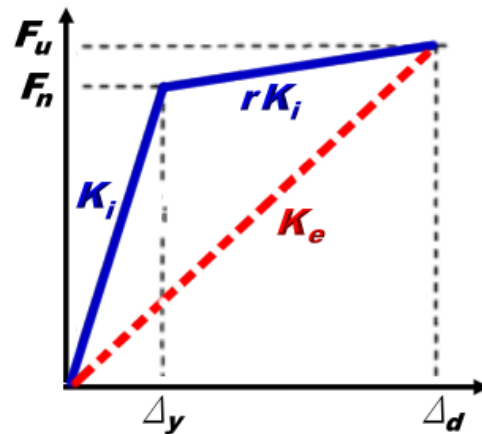


Figura 2.5. Curva bilineal de respuesta fuerza-desplazamiento del sistema estructural

Fuente: Priestley y Calvi [6]

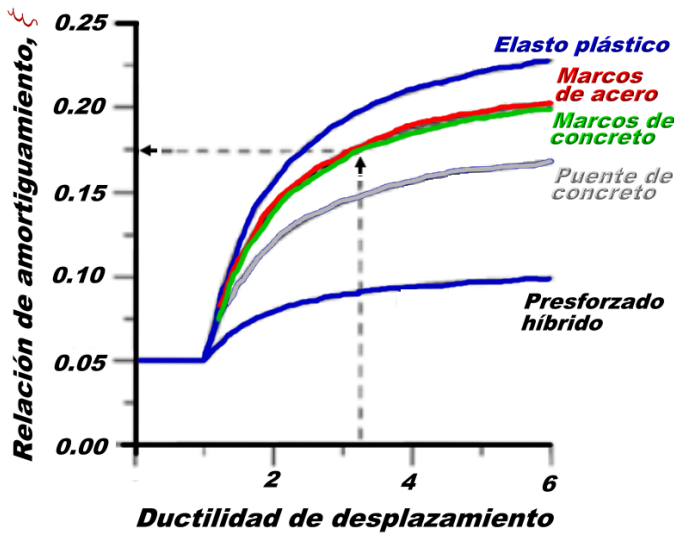


Figura 2.6. Curvas Amortiguamiento equivalente vs Ductilidad

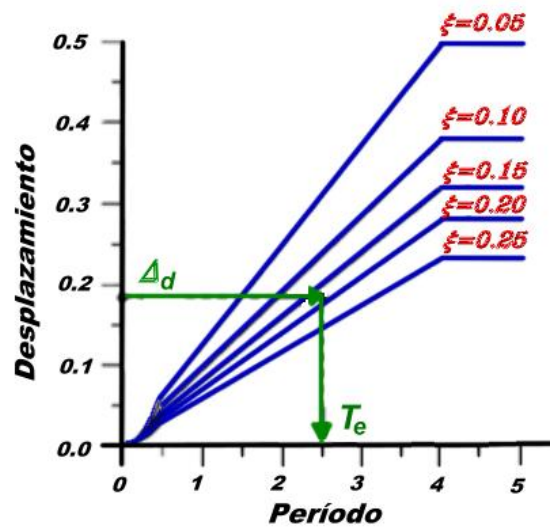


Figura 2.7. Espectro Diseño de Desplazamiento

Fuente: Priestley y Calvi [6]

El concepto de diseño es bastante simple, la complejidad existe en determinar las características de la estructura substituta, la determinación de desplazamiento de diseño y el desarrollo de los espectros de desplazamientos de diseño.

Uno de los pasos importantes es representar los espectros inelásticos en función del amortiguamiento viscoso y no de relaciones de ductilidad, esto por la facilidad de generación de datos, y porque permite caracterizar los efectos de ductilidad sobre la demanda sísmica de una manera independiente de las características histeréticas; las relaciones entre el amortiguamiento y la ductilidad son tratadas por aparte para diferentes materiales y reglas de histéresis.

La consideración necesaria es la distribución del cortante basal de diseño en las diferentes ubicaciones donde se encuentran las masas discretizadas, y para el análisis de la estructura bajo la fuerza sísmica distribuida.

La formulación de DDBD tiene el mérito de caracterizar los efectos de ductilidad en demanda sísmica de una manera independiente de las características histeréticas, ya que la relaciones amortiguamiento/ductilidad se generan de forma separada para diferentes reglas histeréticas, es relativamente sencillo generar la influencia para diferentes niveles de amortiguamiento en un espectro de respuesta de desplazamiento.

Es posible combinar relaciones amortiguamiento-ductilidad para una regla histerética específica con la demanda espectral de desplazamiento sísmico en set de espectros de desplazamiento inelástico, donde curvas diferentes relacionan directamente a la demanda desplazamiento dúctil.

Con la caracterización de demanda sísmica en la gráfica de la Figura 2.7, el procedimiento de diseño es simplificado, y un paso en el proceso es eliminado. El set de espectros de desplazamiento inelásticos es ingresado con el desplazamiento de diseño y el diseño periodo efecto es leído para un nivel de desplazamiento dúctil. Para este procedimiento simplificado, se requiere que el espectro inelástico de desplazamiento sea generado para diferentes reglas histeréticas para cada nueva intensidad sísmica a considerar.

## **2.4 Análisis comparativo del diseño basado en fuerzas y el basado en desplazamientos.**

El diseño basado en fuerzas es el método tradicional de diseño estructural, este análisis se basa en el comportamiento elástico lineal de los materiales, que en el caso de cargas que no llevan a la estructura a un comportamiento inelástico, es apropiada y congruente.

En el diseño bajo cargas de sismo por motivos económicos y prácticos, se acepta que los materiales pueden llegar a un comportamiento inelástico, adonde las deformaciones son más relevantes y muchas de las hipótesis de análisis por fuerzas son cuestionables.

### **2.4.1 Cuestionamientos al método de diseño sísmico basado en fuerzas**

M.J.N. Priestley en *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering* [7], cuestiona algunos principios fundamentales del método de diseño basado en fuerzas bajo cargas sísmicas, que son los siguientes:

#### **1. Al usar un de espectros de aceleraciones máximas, como demanda de la estructura.**

- a) Se ignoran los efectos de la duración del sismo y condensa la respuesta de valores modales instantáneos de comportamiento, que al final se combinan mediante reglas como SRSS, CQC, las cuales su validez es discutible para una estructura con comportamiento inelástico.
- b) Una relación no directa entre la aceleración espectral y los daños estructurales. Los daños en una estructura están relacionados con las deformaciones unitarias de los materiales y estas con el desplazamiento máximo de la estructura, pero no con las aceleraciones instantáneas.
- c) El método basado en fuerzas usa propiedades elásticas constantes de la estructura, pero el comportamiento sísmico esperado es inelástico y las rigideces cambian permanentemente después de la fluencia.

#### **2. Relación entre desplazamiento elástico y el desplazamiento inelástico.**

La relación entre los desplazamientos elásticos e inelásticos, es según la norma o el país donde se esté realizando el diseño. En Europa se supone los desplazamientos elásticos e inelásticos son iguales. En E.E.U.U. en códigos antiguos se aplicaba un factor  $C_d$ , que es menor que el factor de reducción de las fuerzas elásticas ( $R$ ), por lo que el desplazamiento inelástico era mayor que el elástico (Actualmente es el utilizado en El Salvador).

En Japón se usa el método de igual energía, que lleva a un desplazamiento inelástico mayor que el elástico.

En la realidad la relación entre desplazamiento elástico e inelástico, depende de las propiedades histeréticas de la estructura.

#### **3. Refinamiento de los métodos de análisis.**

- a) Con el desarrollo de los computadores y programas cada vez más eficientes se perfeccionaron los métodos de cálculo basados en la teoría elástica y se creyó que los resultados obtenidos serían cada vez más precisos y confiables. Sin embargo existen demasiadas incertidumbres en las características del sismo de diseño y en las hipótesis sobre las rigideces de la estructura, especialmente en el rango inelástico.

b) Se subestiman los efectos de los modos superiores sobre las derivas y los cortantes de los niveles inferiores al reducir la respuesta a los modos superiores de vibración en la misma proporción que el modo fundamental.

**4. Se asume que el aumento de resistencia, sin cambiar las dimensiones de la estructura, mejora automáticamente la seguridad y disminuye la demanda de ductilidad de la estructura.**

La relación de demanda de ductilidad es poco sensible a la resistencia, en algunos casos un incremento de resistencia disminuye la capacidad de ductilidad de la estructura, debido a la disminución de la capacidad de curvatura última (Por ejemplo en el caso de una viga de concreto reforzado, si se mantiene la sección transversal y se aumenta la cuantía de acero de refuerzo).

**5. Se asume que es fundamental poder absorber la mayor energía inelástica posible.**

En el caso de estructuras pretensadas se pueden lograr mejores comportamientos y menores deformaciones residuales, sin necesidad de ciclos de histéresis amplios, por lo tanto no es verdadera esta suposición.

#### **2.4.2 Características del diseño sísmico basado en desplazamiento**

Después de enumerar algunos puntos cuestionables del diseño sísmico basado en fuerzas, a continuación, se enumeran algunas características que el diseño basado en desplazamientos (DDBD) con base a lo desarrollado por Priestley [6], supera o soluciona algunos problemas del Diseño Basado en Fuerzas (FBD), estos son los siguientes:

- El uso de espectros de desplazamientos en lugar de espectros de aceleraciones.
- Se considera un modelo inelástico simplificado o “estructura sustituta” de un solo grado de libertad (SDOF), donde la rigidez no depende directamente de la geometría de las secciones sino de su resistencia.
- Se usa un amortiguamiento equivalente para cada material y tipo de estructura, sustituyendo el concepto de ductilidad.
- La curvatura de fluencia de una sección no depende de su resistencia  $M_y$ , sino que es un valor geométrico, casi constante, poco sensible a la cuantía de acero de refuerzo o al esfuerzo de compresión promedio de la sección.
- Cada elemento tendrá generalmente una demanda de ductilidad ( $\mu = \Delta_U / \Delta_Y$ ) diferente a la de la estructura completa, ya que el desplazamiento último,  $\Delta_U$ , es básicamente uno sólo para toda la edificación.
- También se deduce de los dos puntos anteriores que las fuerzas laterales de diseño pueden repartirse de una manera liberal entre los diferentes elementos del sistema sismo resistente (pórticos), sin que se afecten sus demandas de ductilidad.

### 2.4.3 Comparación entre métodos de diseño sísmicos basados en fuerzas y el basado en desplazamientos

A continuación detallamos las principales diferencias conceptuales entre el método de diseño basado en fuerzas y el método de diseño basado en desplazamientos [6]:

**Tabla 2-3 Comparación entre el Diseño basado en fuerzas y el diseño basado en desplazamientos.**

DISEÑO BASADO EN FUERZAS	DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS
En esta metodología se le realiza un análisis elástico a la estructura, sin embargo, en la realidad durante un movimiento sísmico la estructura tendrá un comportamiento inelástico.	Adecuado para el diseño de estructuras que tengan un comportamiento inelástico de respuesta.
La demanda sísmica se obtiene de un espectro de aceleraciones máximas.	La demanda sísmica se obtiene de un espectro de desplazamientos máximos.
Se basa en rigideces, con las propiedades de las secciones homogéneas. Estas rigideces son aproximadas.	Se fundamenta en las curvaturas de los elementos en estado de fluencia.
Los períodos de vibración y desplazamientos resultan inciertos.	Se inicia con el desplazamiento como meta de diseño.
Se toman factores de ductilidad, en base a un supuesto que el diseño final alcanzará la ductilidad seleccionada.	Utiliza amortiguamientos equivalentes.
El análisis estructural es separado al diseño estructural.	El análisis y el diseño se realizan de manera integrada.
Se considera que las demandas de ductilidad son iguales para todos los elementos de la estructura.	Permite la posibilidad de cada elemento de tener una demanda de ductilidad diferente.

### **3 METODOLOGIAS DE ANÁLISIS POR DESPLAZAMIENTOS.**

#### **3.1 Métodos Basados en Desplazamientos.**

##### **3.1.1 Introducción**

En los últimos años han sido elaborados diferentes métodos de diseño por desplazamiento, con el fin de ser una herramienta para el diseño sísmico por desempeño. Estos se han desarrollado con el propósito de poder ser implementados en los códigos de diseño modernos.

Algunas de las propuestas de los métodos de diseño basado en desplazamiento son: Browning, Aschheim, Chopra, Freeman, y Priestley. En este apartado se describirán brevemente los procedimientos para cada una de estas metodologías, sus dificultades y facilidades para ser aplicadas en estructuras de marcos de concreto. Esto con el fin de evaluar y seleccionar, la metodología a utilizar para la propuesta de codificación, en el diseño por desplazamiento de marcos de concreto reforzado.

##### **3.1.2 Diseño sísmico con deformación controlada. Panagiotakos y Fardis.**

Este método de diseño se basa en calcular una deformación, usando la rigidez inicial con el espectro de respuesta. El método se resume en los siguientes pasos para un edificio de marcos de concreto [8]:

- Se realiza un análisis elástico para acciones de gravedad y para acción sísmica, con un sismo frecuente, utilizando el espectro elástico y las secciones no agrietadas de los elementos.
- Se proporciona el acero en la ubicación de rotulas plásticas, y en toda la estructura siguiendo las reglas del diseño por capacidad, con el análisis elástico del paso anterior.
- Se realiza un análisis elástico con el espectro de demanda sísmica, utilizando el sismo de diseño para “seguridad de vida”, además se considera un amortiguamiento del 5% para la estructura y las rigideces de los elementos varían desde una rigidez secante hasta la fluencia para vigas no simétricas.
- Se amplifica las rotaciones plásticas, obtenidas del análisis elástico de paso anterior, para estimar las características de demanda inelásticas de rotación.
- Se verifica que todas las demandas de rotación sean aceptables y en el caso que no, se modifica el acero transversal o longitudinal si es necesario.
- Se verifica y proporciona estribos en uniones de acuerdo al diseño por capacidad de corte para el sismo de diseño “seguridad de vida”.

En este método solo se pueden comprobar dos diferentes eventos sísmicos, que los correspondientes a sismo frecuente y sismo “seguridad de vida”; en ningún paso se controla los daños no estructurales.



El método presenta claramente los datos y ecuaciones para la aplicación del método en marcos de concreto armado, tales como factores de amplificación de rotación inelástica y ecuaciones para la rigidez secante de fluencia en los miembros. Para estructuras de marcos de concreto armado con irregularidad, la metodología no recomienda ningún procedimiento para aplicarlo a estos.

### 3.1.3 Método de dosificación para estructuras de marcos de concreto. Browning

En esta metodología el periodo es una entrada con el fin de lograr un límite de deriva definido. La metodología es relativamente rápida y fácil de usar, pero solamente es aplicable a estructuras regulares de marcos de concreto armado.

Las demandas de rotación inelástica y los límites de ductilidad no se controlan en el proceso de diseño. El autor recomienda usar un modelo estructural con las propiedades de sección gruesa, el uso del diseño por capacidad y hacer el detallado de los elementos.

A continuación se presenta un diagrama de flujo donde se observa el proceso de diseño, aplicando la metodología de Browning [9].

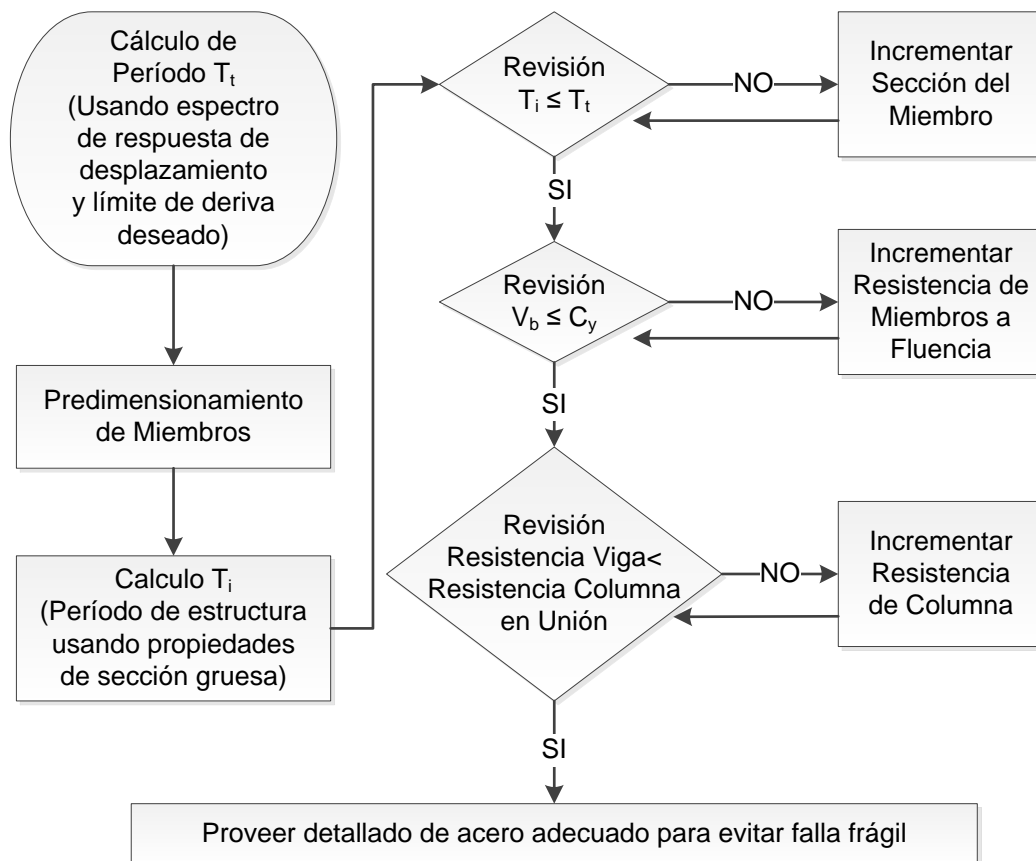


Figura 3.1 Diagrama de flujo en Diseño por Desplazamiento Método Browning  
Fuente: Sullyvan [10]

El método no propone un modelo de distribución de cortante basal para determinar las acciones de los miembros, por lo que se asume que debe ser proporcionada respecto a masa y altura, como la mayoría de los códigos modernos.

### 3.1.4 Espectro punto fluencia para diseño sísmico. Ascherim y Black.

En la metodología propuesta por Ascherim, se definen espectros inelásticos donde se representa el cortante de fluencia contra el desplazamiento de fluencia, este último para varios niveles de ductilidad.

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.

El procedimiento de diseño propuesto por Ascherim y Black [11], se observa en la siguiente figura:

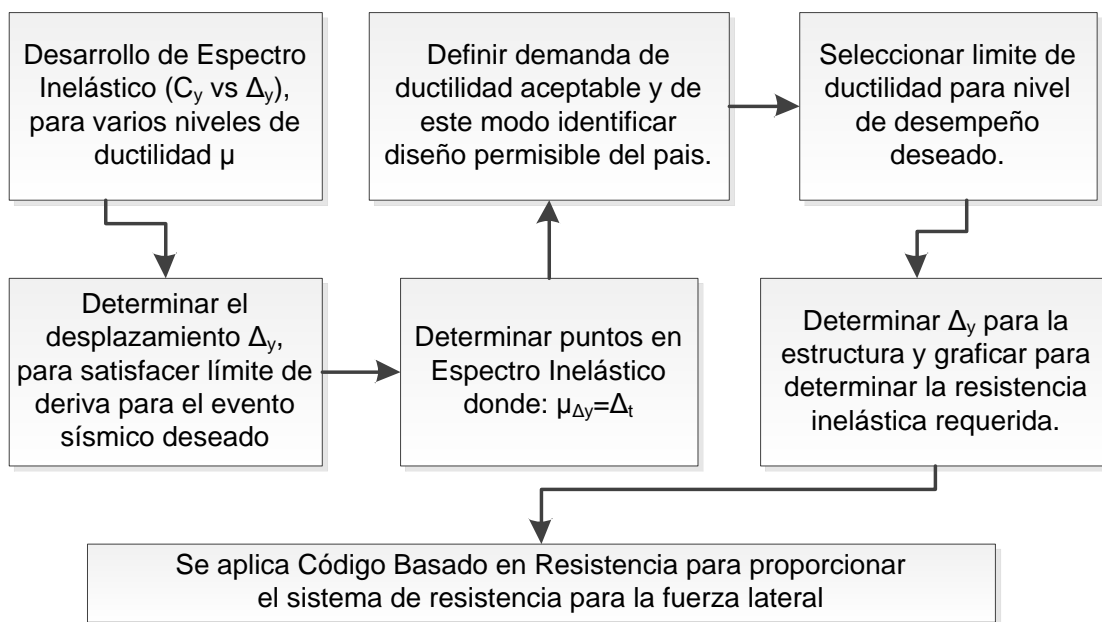


Figura 3.2 Diagrama de flujo para diseño por Espectro punto de fluencia.  
Fuente: Sullyvan [10]

En la metodología el desplazamiento de fluencia, puede ser estimado usando las curvaturas de fluencia, propuestas por Priestley y Kowalsky, ya que el autor no recomienda como realizarlo.

La metodología es relativamente sensible al desplazamiento de fluencia asumido, esto es porque se utiliza el desplazamiento de fluencia para obtener el coeficiente de cortante basal directamente del espectro de demanda, debido a ello una pequeña diferencia en el desplazamiento de fluencia puede resultar en una gran diferencia para el cortante basal de diseño.

El método asume que la estructura responde principalmente en el primer modo de vibración.

Sin embargo, para estructuras irregulares la participación de las masas en el primer modo, y en consecuencia la masa y desplazamiento de fluencia, puede ser significativamente diferente que en un marco de concreto armado regular. Dado la naturaleza de las estructuras irregulares, es muy difícil poder estimar el grado de participación de los modos, por lo que puede ser apropiado realizar un análisis paso a paso, como lo sugiere Aschheim y Black, para obtener un mejor valor de desplazamiento de fluencia.

### 3.1.5 Diseño por desplazamientos usando un espectro de diseño inelástico. Chopra.

En esta metodología se estiman la deformación de fluencia de la estructura y con base en el desplazamiento de diseño, se deduce la ductilidad diseño.

Se 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, se deduce 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.

El proceso de diseño propuesto por Chopra [12], se muestra en la siguiente figura:

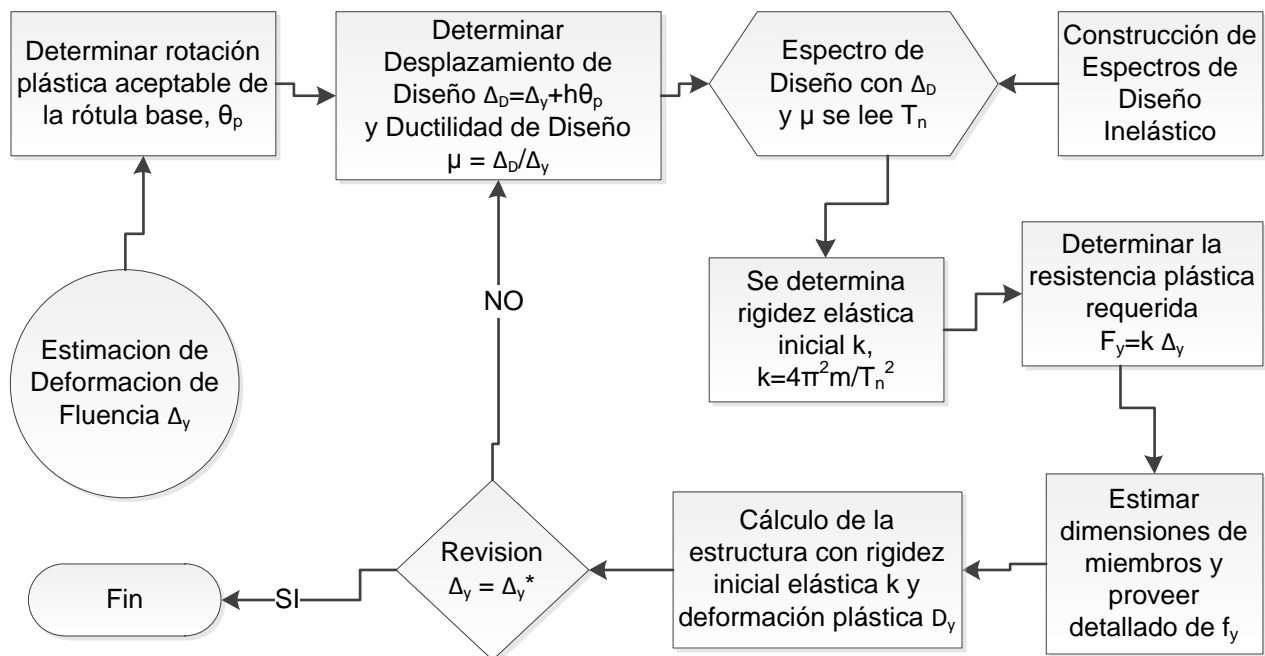


Figura 3.3 Diagrama de flujo Método Diseño usando Espectro Inelástico. Fuente: Sullyvan [10]

En la metodología cada iteración se requiere que los momentos de diseño, se obtengan para cada miembro del marco, por lo que el método se complica para una estructura de marco de concreto que para una estructura de un solo elemento.

Si se realiza la metodología como la sugiere el autor, esta solo aplica en los casos adonde la deriva de entrada es menor que la deriva de fluencia de la estructura. Esta condición se convierte en una restricción, cuando la deriva es limitada por requerimientos de elementos no estructurales, en lugar de límites de rotación inelástica de materiales.

### 3.1.6 Método del espectro de capacidad. Freeman.

Freeman propone esta metodología que es la 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 *pushover* de la estructura y analizar su comportamiento para diferentes estados de deformación. El método propuesto por Freeman [13], se resume en el siguiente esquema:

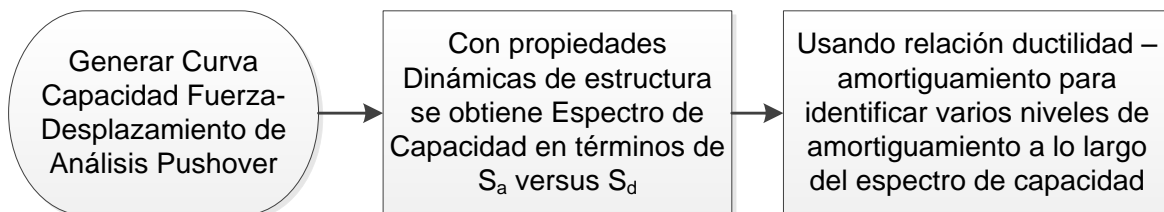


Figura 3.4 Diagrama de Flujo Método de Freeman.  
Fuente: Sullyvan [10]

En la metodología no se recomienda un procedimiento en particular para desarrollar los espectros de demanda para diferentes niveles de amortiguamiento. Al igual que no provee procedimiento para el diseño de nuevas estructuras, en las que se desconoce la resistencia inicial.

En el procedimiento Freeman, no recomienda cuales niveles de sismo deben de revisarse, ni un desplazamiento objetivo apropiado. Por lo que el diseñador debe decidir los estados límites que son importantes. Además la metodología no recomienda como se debe de distribuir el cortante basal en su altura.

### 3.1.7 Diseño directo basado en desplazamiento. Priestley y Kowalsky.

Esta metodología es relativamente rápida, y diseña una estructura para satisfacer un nivel de deriva predefinido. En el proceso de diseño, se considera una deriva límite de parte de un código y una deriva correspondiente a la capacidad de rotación inelástica del sistema estructural. En la metodología no se controla directamente la demanda de ductilidad del sistema.

El autor recomienda la revisión de dos estados límite de desempeño estos son: Serviciabilidad y Control de Daños. A continuación se muestra un diagrama de flujo de la metodología propuesta por Priestley y Kowalsky [6]:

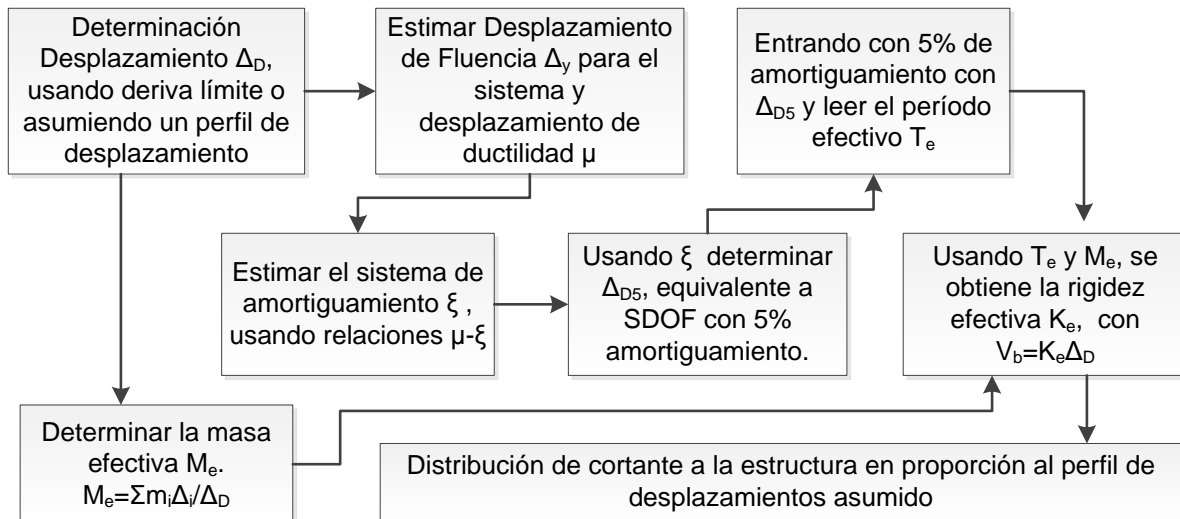


Figura 3.5 Diagrama de Flujo Método de Priestley y Kowalsky  
Fuente: Sullyvan [10]

La metodología asume que el desplazamiento de fluencia es gobernado por la curvatura de fluencia del primer nivel de vigas y el desplazamiento de fluencia es usado para obtener el amortiguamiento del sistema de la ductilidad de desplazamiento y cortante basal. Sin embargo, el proceso no es sensible al valor de amortiguamiento seleccionado y al desplazamiento de fluencia.

El método no ha desarrollado un perfil de desplazamientos, para estructuras con irregularidad vertical.

### 3.2 Comparación de los métodos.

Una vez descritos los métodos de diseño por desplazamiento, se procede a seleccionar que metodología es más fácil y rápida en su aplicación, considerando que sea aplicable a una variedad de formas de estructuras y que además su base teórica haya sido la más desarrollada.

Para poder tomar en cuenta el desempeño Sullyvan [10], realizó cinco casos de diseño de edificios, utilizando las metodologías de diseño. Los edificios fueron:

- Edificio de paredes.
- Edificio de paredes con fundación flexible.
- Edificio de paredes con geometría en planta irregular.
- Edificio de marcos de concreto, y
- Edificio de marcos de concreto con irregularidad vertical.

Para evaluar las metodologías, Sullyvan [10] propone considerar cuatro propiedades que son:

- Simplicidad: Método que puede ser aplicado rápido y fácil, y ser más aceptados entre los profesionales.
- Versatilidad: Método que pueden ser utilizados en una variedad de forma de estructuras, para un rango de niveles de desempeño.
- Desempeño: Método que es capaz de diseñar eficientemente una estructura, para deformar a la estructura, en la medida prevista por el parámetro de diseño de entrada.
- Integral: Metodología que debe de proveer suficiente información para ser capaz de proceder sin hacer demasiadas suposiciones.

A cada procedimiento de diseño se le evaluó con una escala de valores de 1 al 5, asignándole un valor de esta escala a cada propiedad, los valores representan lo siguiente:

- 1: Bastante deficiente
- 2: Deficiente
- 3: Aceptable
- 4: Bueno
- 5: Bastante Bueno

Al realizar la evaluación de las metodologías, con base a los resultados de los cinco casos de edificación, y con la información de cada procedimiento descrito en los apartados anteriores, se obtuvo la siguiente gráfica:

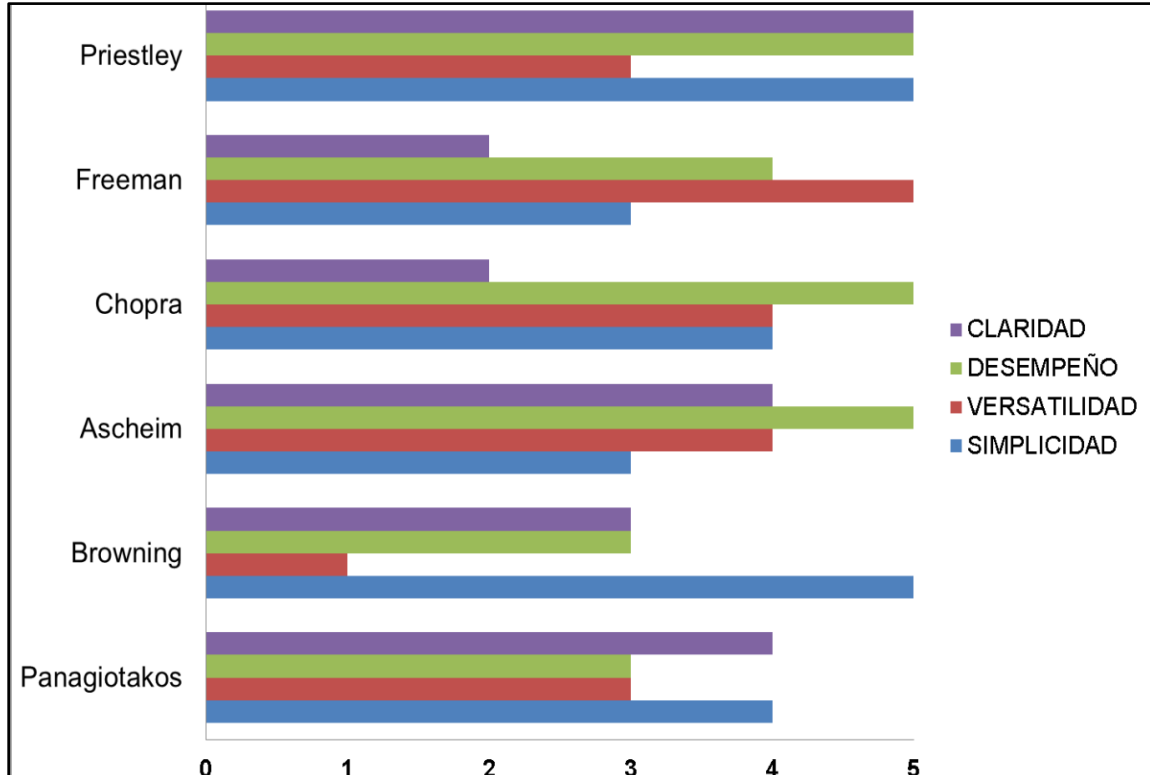


Figura 3.6 Grafica de evaluación de Metodologías de Diseño Basado Por Desplazamiento  
Fuente: Sullyvan [10]

A partir de la gráfica anterior se puede observar que el método propuesto por Priestley es rápido y fácil de usar, tiene un excelente desempeño y provee un grupo completo de recomendaciones para su aplicación.

Otra metodología que se observa con una alta evaluación es la propuesta por Chopra que es relativamente rápida, y con un desempeño bueno, pero no provee un procedimiento guía, y como se describió anteriormente su procedimiento puede ser no tan rápido ya que requiere de muchos cálculos.

Por lo tanto por la facilidad, claridad y desempeño del método, tomaremos la metodología de Priestley como base para nuestra propuesta de diseño sísmico por desplazamientos.

## 4 CONCEPTOS DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO POR METODO DIRECTO.

### 4.1 Introducción

En este capítulo se describen los conceptos principales en los que se apoya el método de diseño sísmico por desplazamiento, y a la vez se van introduciendo los parámetros para poder aplicarlo en nuestro país.

### 4.2 Curvatura de fluencia.

Uno de los problemas fundamentales del diseño basado en fuerzas es seleccionar la rigidez apropiada de los miembros, debido que se conoce que en secciones agrietadas la rigidez elástica es proporcional a la resistencia, mientras la curvatura de fluencia es independiente de la resistencia. [6]

En el diseño por desplazamiento, el concepto de curvatura de fluencia nos sirve para cuantificar los estados límites de diseño de una estructura, para lo cual se debe establecer las curvaturas de fluencia de los elementos  $\theta_y$ , y así calcular el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ . Si se selecciona un desplazamiento de diseño máximo  $\Delta_d$ , es posible deducir la ductilidad de desplazamiento  $\mu_\Delta = \Delta_d / \Delta_y$ , lo que permite calcular el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura.

El concepto principal es explicado por Paulay-Priestley [6], donde demuestra que la curvatura de fluencia  $\theta_y$ , es poco sensible a la cuantía de refuerzo, al esfuerzo axial y a la distribución del refuerzo en la sección transversal.

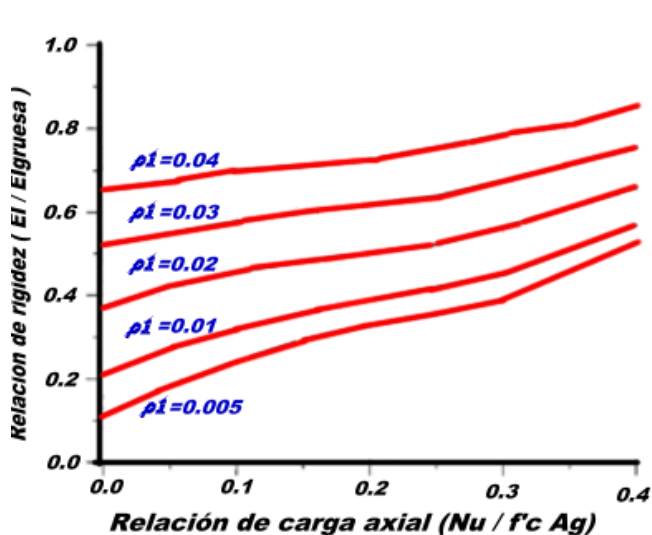


Figura 4.1 Relación de rigidez efectiva

Fuente: Priestley [6]

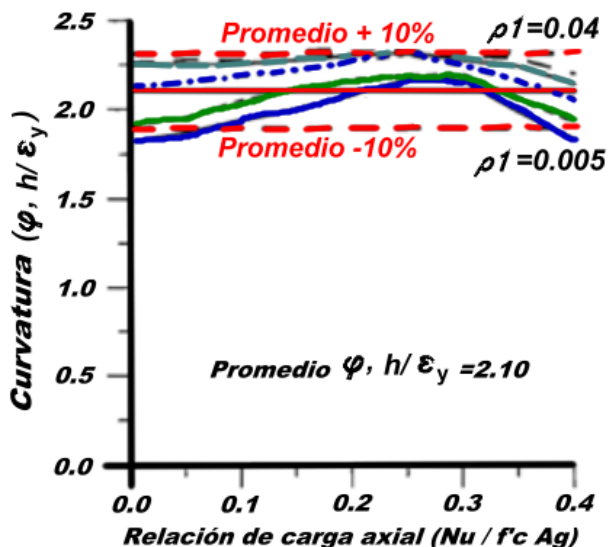


Figura 4.2 Curvatura de fluencia

En la Figura 4.1 se muestra un gráfico de relaciones de rigidez vs relaciones de carga axial y resistencia para una sección de un elemento estructural, la gráfica muestra además la variación que se da con estas relaciones para la misma sección con diferentes cantidades de refuerzo. Puede observarse la dificultad para establecer un valor de rigidez efectiva, la cual es requerida



en los métodos de diseño basado en fuerzas, ya que esta rigidez toma valores que varían desde  $0.12EI_g$  hasta  $0.90EI_g$ , adicionalmente este valor depende del esfuerzo axial y de la resistencia de cada elemento, cabe destacar que estos se conocen hasta haber finalizado el diseño.

Por otro lado, para el mismo elemento estructural, en la Figura 4.2, se muestra la curvatura de fluencia que se mantiene en un pequeño rango de valores, para diferente carga axial y un rango amplio de cuantías de refuerzo de 0.005 a 0.04.

En la investigación de Priestley [6], se presentan expresiones para columnas de concreto reforzado y vigas sometidas a flexión, dichas expresiones se basaron en resultados de ensayos experimentales. Los valores propuestos de las curvaturas  $\theta_y$  son los siguientes:

- **Columnas de sección circular, (Esfuerzo axial menor que  $0.40f_c$ )**

$$\theta_y \approx \frac{2.25 \cdot \varepsilon_y}{D} \pm 10\% \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Dónde:

D: Diámetro de la sección circular.

$\theta_y$ : Curvatura de fluencia.

- **Columnas de sección rectangular, (Esfuerzo axial menor que  $0.40f_c$ )**

$$\theta_y \approx \frac{2.10 \cdot \varepsilon_y}{h} \pm 10\% \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Dónde:

h: Altura de la columna

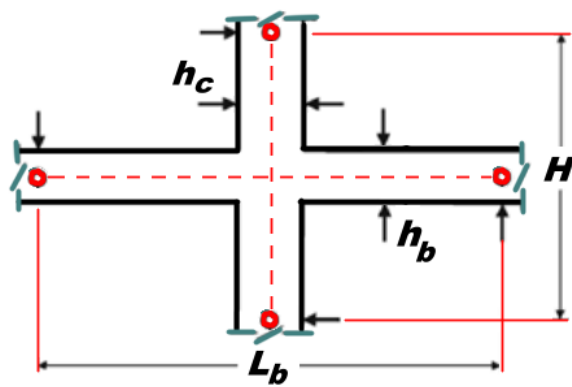
- **Vigas de concreto**

$$\theta_y \approx \frac{1.70 \cdot \varepsilon_y}{L_w} \pm 10\% \quad \text{Ecuación 4.3}$$

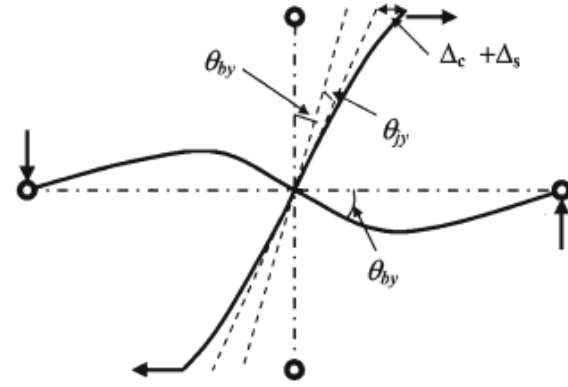
Dónde:

$L_w$ : Longitud de la viga

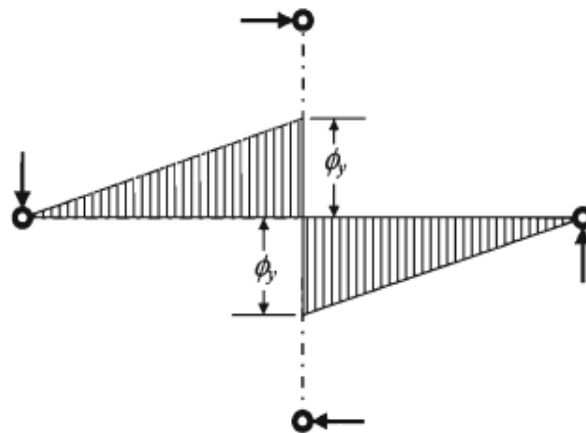
En el caso de marcos de concreto Priestley, llegó a conclusiones donde la distorsión angular de fluencia de un marco de concreto reforzado  $\theta_y$ , es una propiedad geométrica, prácticamente independiente de la resistencia de la sección.



a) Dimensiones y cargas de ensamblaje



b) Componentes de deriva.



c) Distribución de curvatura asumida en vigas

Figura 4.3 Componentes de deformación elástica de deriva de un montaje viga-columna  
Fuente: Priestley [6]

Para marcos de concreto, Priestley, propone un valor deducido analíticamente a partir de la curvatura de fluencia de los extremos de la viga.

$$\theta_y \approx \frac{\varepsilon_y}{2} \cdot \left( \frac{L_b}{h_b} \right)$$

Ecuación 4.4

En donde:

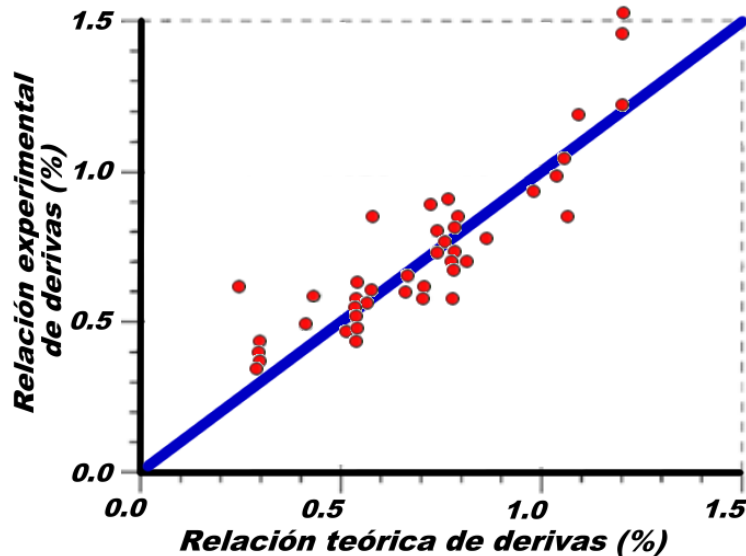
$L_b$ : Longitud de la viga o claro, entre ejes de columna.

$h_b$ : Peralte de la sección de la viga.

La expresión fue calibrada con resultados de 46 ensayos viga columna en donde se incluía un amplio rango de parámetros relevantes, ver Tabla 4-1, de un modelo experimental que se muestra en la Figura 4.3. Los resultados del modelo experimental comparados con las predicciones de la Ecuación 4.4 se observan en la Figura 4.4.

**Tabla 4-1 Parámetros de ensayos de calibración del modelo experimental**

Parámetro	Descripción	Rango
$\frac{h_c}{L_b}$	Relación geométrica de peralte de columna / longitud de viga	0.40 - 0.86
$f'_c$	Esfuerzo de compresión del concreto	225 - 880 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del refuerzo	40 - 89 Ksi
$\frac{N_u}{f'_c \cdot A_g}$	Relación de carga axial de la columna	0.00 - 0.483
$\frac{L_b}{h_b}$	Relación geométrica de viga (Longitud de viga / peralte de viga)	4.40 - 12.60



**Figura 4.4 Derivas de fluencia experimental de unidades de prueba de concreto reforzado viga-columna comparado con predicciones de ecuación 3.4.**  
Fuente: Priestley [6]

De las investigaciones realizadas por Priestley [6] podemos hacer las siguientes afirmaciones:

- La curvatura de fluencia  $\theta_y$ , es un valor geométrico, aproximadamente constante, independiente de la sección, e inversamente proporcional a su longitud.
- En un edificio de marcos de concreto en el que se tiene elementos (vigas y columnas) con diferentes relaciones  $L_b/h_b$ , cada uno de estos tendrá una curvatura de fluencia y un desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  diferente. Las relaciones  $L_b/h_b$  más grandes serán los primeros en plastificarse. Cada elemento tiene el mismo desplazamiento máximo del edificio  $\Delta_d$ , pero tendrán una demanda de ductilidad  $\Delta_d/\Delta_y$  diferente y distinta a la estructura completa.
- Es casi imposible lograr que todos los elementos lleguen simultáneamente a su estado de fluencia.

- Según los métodos de diseño basado en fuerzas, a mayor resistencia menor demanda de ductilidad. Pero la ductilidad no depende de su resistencia. El cortante sísmico total puede distribuirse con bastante libertad entre los elementos de la estructura.
- Se ha observado que la curvatura  $\theta_y$  es constante, y la rigidez en el límite elástico,  $k_y$ , será variable, proporcional a la resistencia. Por lo que el método de diseño por desplazamiento tiene una mayor congruencia basarse en la curvatura de fluencia, y no en la rigidez de los elementos como lo hace el diseño basados en fuerzas.
- El periodo es una propiedad geométrica que no cambia con la resistencia y el aumento de esta no cambiaría las propiedades dinámicas de la estructura ni sus desplazamientos. Por lo que una estructura que no cumpla con requisitos de deriva según FBD tendría que replantearse con dimensiones mayores.

### 4.3 Ductilidad de desplazamiento $\mu_\Delta$

#### 4.3.1 Conceptos de ductilidad

Se entiende por ductilidad como una relación entre la deformación inelástica máxima y la deformación de fluencia. Esta deformación se puede asociar a un desplazamiento o una curvatura. Por otra parte la capacidad a la ductilidad depende del sistema estructural en su conjunto. [5].

La ductilidad es la relación entre la deformación inelástica máxima y la deformación de fluencia, la deformación puede ser un desplazamiento (ductilidad de desplazamiento) o la curvatura de una sección (ductilidad de curvatura). Ya conocida la curvatura de fluencia, es necesario conocer la ductilidad de desplazamiento de la estructura, para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente.

Cuando la deformación seleccionada, es la máxima deformación permitida de diseño, ello es una meta y se habla de demanda de ductilidad. Pero cuando esta deformación es la máxima deformación alcanzable, esta es una propiedad del sistema estructural o de sus componentes, que depende de sus detalles de refuerzo, y se habla de capacidad de ductilidad.

En el proceso de diseño se busca que las demandas de ductilidad de la edificación y de cada uno de sus elementos, sean menores que sus capacidades de ductilidad.

Respecto al desplazamiento de fluencia existen diversos criterios adoptados para su definición ya que no se ha llegado a un verdadero consenso sobre cuál sería la característica que mejor lo representa. El mismo caso sucede con el desplazamiento de rotura. Los principales valores usados en la definición de la ductilidad teórica de un elemento, se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 4-2 Cuadro de términos de ductilidad.

Concepto	Definición
$\Delta_y$	Desplazamiento de fluencia.
$\Delta_d$	Desplazamiento de diseño elegido o establecido por norma.
$\Delta_u$	Desplazamiento de rotura, el máximo que la estructura es capaz de soportar.
$\mu_{\Delta d} = \Delta_d / \Delta_y$	Demanda de ductilidad de desplazamiento.
$\mu_{\Delta u} = \Delta_u / \Delta_y$	Capacidad de ductilidad de desplazamiento.

Por lo anterior podemos concluir que el desplazamiento es una propiedad global de la estructura y sus elementos, que incide más sobre los daños a la estructura. Para el desplazamiento de fluencia de una estructura,  $\Delta_y$ , se han llegado a varios acuerdos para su definición, que con ayuda de la Tabla 4-2, podemos ver las definiciones siguientes:

- Intersección de la rigidez tangente inicial con resistencia nominal  $\Delta_{y1}$ .
- El desplazamiento al inicio de la fluencia  $\Delta_{y2}$ .
- Intersección de la rigidez secante en el punto de fluencia inicial con la resistencia nominal  $\Delta_{y3}$ .

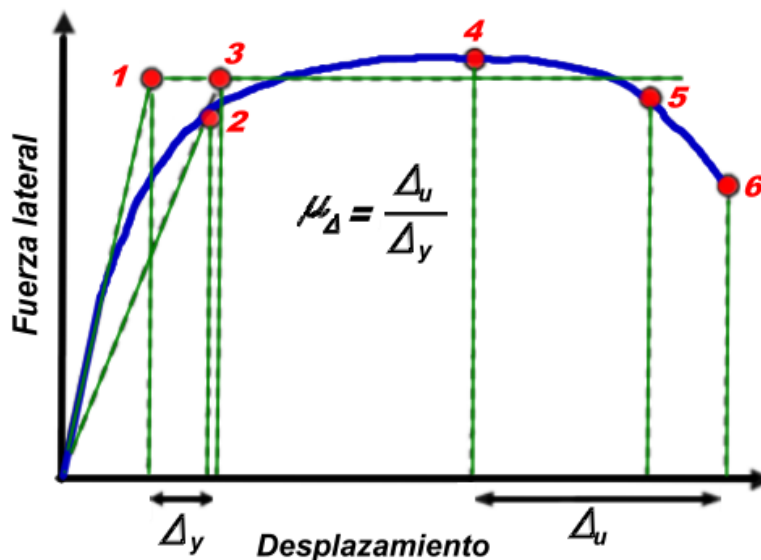


Figura 4.5 Definiciones de los desplazamientos de fluencia  $\Delta_y$  y desplazamiento de rotura  $\Delta_u$ .  
Fuente: Priestley [6]

También para el caso de desplazamiento de rotura  $\Delta_y$ , existen 3 diferentes definiciones que se muestran en la Figura 4.5 y son las siguientes:

- El desplazamiento en el punto de la resistencia máxima  $\Delta_{u4}$ .
- El desplazamiento correspondiente a una degradación del 20 o del 50% de la resistencia máxima  $\Delta_{u5}$ .
- El desplazamiento correspondiente a la fractura del refuerzo transversal  $\Delta_{u6}$ .

Como se observa son varias diferentes las definiciones para  $\Delta_u$  y  $\Delta_y$ , por lo que no es posible evaluar la ductilidad de desplazamiento  $\mu = \Delta_u / \Delta_y$  de manera unívoca. Con base a la Figura 4.5 y dependiendo de las definiciones que se adopten, el valor de la capacidad de ductilidad puede variar desde  $\mu = \Delta_{u6} / \Delta_{y1}$  hasta  $\mu_{\Delta} = \Delta_{u4} / \Delta_{y3}$ . Por eso se puede explicar las diferencias en algunos valores de los factores de ductilidad  $\mu$  usados en diferentes normas de diseño.

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

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

Para un sistema de marcos de concreto con una altura total  $H_n$ , la altura  $H_e$  en la que se ubica fuerza sísmica lateral resultante es aproximadamente  $0.7H_n$ . Según Priestley [6], el desplazamiento de fluencia a esa altura, para marcos de concreto reforzado, puede expresarse con la ayuda de la siguiente ecuación:

$$\Delta_{ye} = \theta_y \cdot H_e$$

En donde:

$H_e$ : Altura equivalente del sistema de un grado de libertad (SDOF)

Considerando que:  $\theta_y \approx \frac{\epsilon_y}{2} \cdot \left(\frac{L_b}{h_b}\right)$  y utilizando la expresión:  $H_e = 0.7 H_n$

Se obtiene:

$$\Delta_{ye} = 0.35 \cdot \epsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} \cdot H_n \quad \text{Ecuación 4.5}$$

En donde:

$H_n$ : Altura total del estructura en metros

De la Ecuación 4.5, podemos observar los siguientes puntos:

- El desplazamiento de fluencia de un marco es un valor geométrico, independiente de la resistencia de sus elementos.
- Se dan casos en los que las longitudes o claros de elementos en pórticos con elementos con altas relaciones de esbeltez ( $L_b/h_b$ ) en los que estos podrían no llegar a fluencia para el desplazamiento de diseño.

La Ecuación 4.5 se refiere a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF). En un marco completo la deriva máxima es mayor que la deriva promedio del SDOF equivalente.

Si sabemos que  $\mu_\Delta = \Delta_d/\Delta_y$ , y sustituimos la Ecuación 4.5 la ductilidad de desplazamiento  $\mu_\Delta$  es:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_d}{0.35 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} \cdot H_n}$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_d}{0.35 \cdot H_n \cdot \varepsilon_y} \cdot \left(\frac{h_b}{L_b}\right) \quad \text{Ecuación 4.6}$$

De lo anterior se deduce que la ductilidad de desplazamiento de una viga o de un marco es una relación puramente geométrica, independiente de su resistencia. Esto es diferente a lo supuesto en los diseños basados en fuerzas, donde la ductilidad de desplazamiento es inversamente proporcional a la Resistencia de diseño.

De la Ecuación 4.6, se puede deducir que demanda de ductilidad es la esperada en el marco de concreto, esto a partir de su desplazamiento de diseño  $\Delta_d$  y de su geometría, aun antes de diseñarlo. Si se quiere llegar a cierta ductilidad de desplazamiento  $\mu_\Delta$ , se podrá ajustar la altura de la sección de la viga  $h_b$  con la siguiente expresión.

$$h_b = \frac{0.35 \cdot \mu_\Delta \cdot H_n \cdot \varepsilon_y}{\Delta_d} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

#### 4.3.2 Demanda de ductilidad en sistema de marcos.

Una estructura se compone de varios marcos de concreto, o una combinación de muros y marcos de concreto. En el que cada elemento del sistema puede tener un desplazamiento de fluencia y una ductilidad diferente a los demás.

Como se ha visto en secciones anteriores, los valores de desplazamiento de fluencia no cambian al variar las resistencias de cada componente. Adicionalmente, el cortante basal se distribuye entre los diferentes elementos con bastante libertad y esto puede hacerse desde las etapas preliminares de diseño.

En la siguiente figura se muestra un sistema dual:

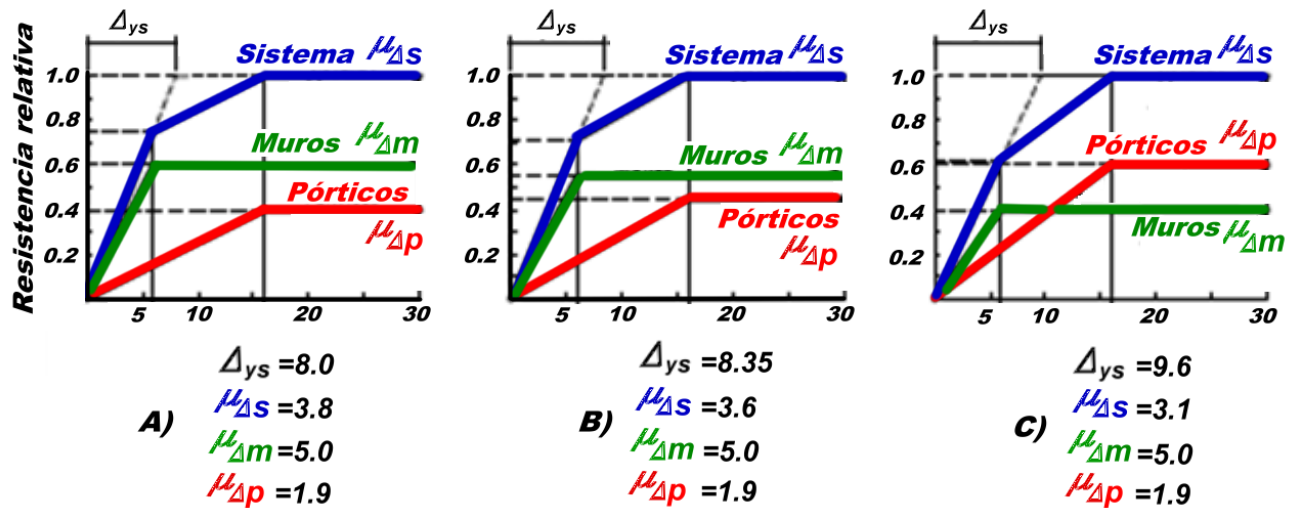


Figura 4.6 Distribución de la resistencia en un Sistema Dual

En la figura anterior se observa que el desplazamiento de fluencia del sistema, varía según la distribución relativa de resistencia que se adopte; este desplazamiento es mayor que el del componente más rígido. En consecuencia, también la demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema varía en cada caso. Si el desplazamiento de diseño es  $\Delta_d$ , la demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema es por definición  $\mu_{\Delta s} = \Delta_d / \Delta_{ys}$ , que es menor que la del elemento con mayor demanda.

Las ecuaciones anteriores permiten calcular el desplazamiento de fluencia  $\Delta_{yi}$  de cada elemento, y una vez establecida la porción o porcentaje de cortante sísmico que se le asignara cada elemento,  $V_i$ , el desplazamiento de fluencia  $\Delta_{ys}$ , puede obtenerse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta_{ys} = \frac{\sum V_i}{\sum (V_i / \Delta_{yi})} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

## 4.4 Estructura Sustituta

### 4.4.1 Concepto de estructura sustituta

En 1974 Gulkan, Sozen [14] propusieron el uso de un amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$ , en lugar de la ductilidad, esto con el fin de poder cuantificar el comportamiento inelástico de una estructura de concreto sometida a un sismo. Otro concepto fue el representar la estructura real mediante un oscilador de un solo grado de libertad, con una rigidez secante equivalente,  $K_{ef}$ , para simular el comportamiento de la estructura en su estado límite.

Estos dos conceptos son la base de la estructura sustituta elástica equivalente, cuya respuesta puede evaluarse con ayuda de espectros de respuesta elástica elaborados para el amortiguamiento apropiado.



En el documento Gulkan, Sozem [14] demostraron a partir de ensayos dinámicos con marcos de concreto en el rango inelástico, que la respuesta correspondía a la de un sistema con menor frecuencia aparente que la elástica original y mayor capacidad de disipación de energía.

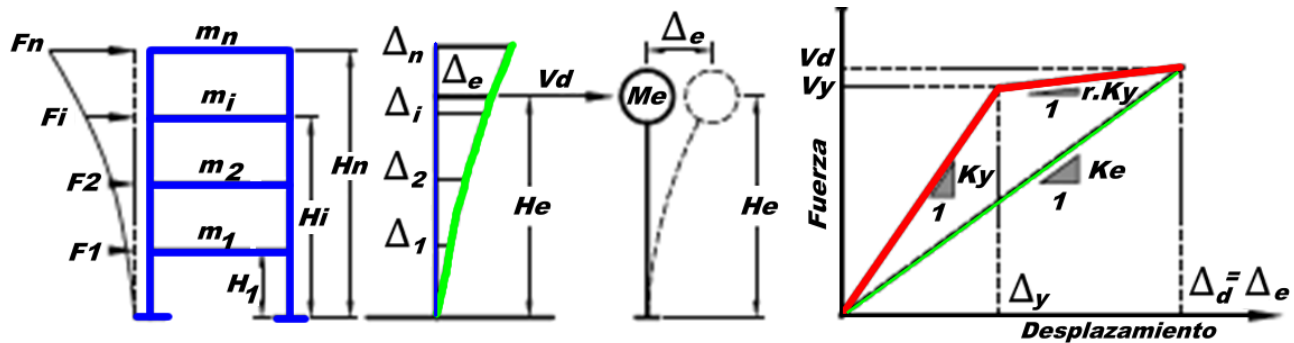


Figura 4.7 Estructura sustituto y rigidez equivalente:  $K_e = V_d / \Delta_d$

Existen muchas incertidumbres en las hipótesis del diseño sísmico resistente como las funciones de atenuación, propiedades histeréticas de las estructuras, etc. Por lo que ambos exponen que para efectos de practicidad, es justificable trabajar con relaciones bi-lineales carga-deformación como en la Ecuación 4.7.

#### 4.4.2 Altura efectiva y masa efectiva del SDOF equivalente

La altura equivalente  $h_e$  puede encontrarse de las propiedades de un oscilador de SDOF equivalente, con ayuda de la dinámica clásica:

$$H_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i H_i)}{\sum(m_i \Delta_i)} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

La masa efectiva del SDOF corresponde al primer modo de vibración

$$M_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i)^2}{\sum(m_i \Delta_i^2)} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

De lo anterior podemos simplificar y obtener  $H_e$  con la siguiente ecuación:

$$H_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

En donde:

- $\Delta_i$  : Desplazamiento lateral de diseño del nivel i.
- $H_i$  : Altura del nivel i.
- $m_i$  : Masa del nivel i.

### 4.4.3 Rigidez secante equivalente

Gulkan, Sozen y Shibatat [14] propusieron modelar las estructuras en rango inelástico mediante una estructura elástica equivalente, o estructura sustituta, de un solo grado de libertad (SDOF), cuya rigidez es:

$$K_e = \frac{V_d}{\Delta_d} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

En donde:

- $K_e$  : Rigidez secante equivalente.
- $V_d$  : Fuerza cortante total de diseño.
- $\Delta_d$  : Desplazamiento de diseño.

Con la Ecuación 4.12 se puede alcanzar cualquier rigidez modificando la fuerza cortante de diseño sin necesidad de cambiar la geometría de una estructura. Sin embargo, en una estructura de pequeñas dimensiones, las resistencias requeridas podrían llevar a cuantías de refuerzo elevadas.

La rigidez  $K_e$  está relacionada con el periodo de vibración  $T_e$  del sistema de un grado de libertad equivalente a la estructura, cuya masa es  $m_e$ , según las expresiones siguientes de la teoría clásica de la dinámica estructural:

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \quad \text{Ecuación 4.13}$$

A partir del espectro de desplazamientos corregidos es posible deducir el periodo efectivo del sistema equivalente  $T_e$  por lo que la rigidez mínima requerida para lograr el objetivo de desplazamientos se puede calcular con la siguiente expresión:

$$K_e = 4\pi^2 \cdot \frac{m_e}{T_e^2} \quad \text{Ecuación 4.14}$$

La fuerza cortante basal de diseño,  $V_d$ , se deduce de la ecuación:

$$V_d = V_{base} = K_e \cdot \Delta_d \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Que también puede expresarse, con ayuda de la siguiente ecuación:

$$V_d = 4\pi^2 \cdot \frac{m_e}{T_e^2} \cdot \Delta_D \quad \text{Ecuación 4.16}$$

El espectro de desplazamiento utilizado para determinar el periodo requerido  $T_e$  es un espectro modificado para un amortiguamiento que depende de la ductilidad.

## 4.5 Amortiguamiento viscoso equivalente a la ductilidad

### 4.5.1 Conceptos de amortiguamiento viscoso

Para aplicar el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) es necesario establecer relaciones entre ductilidad de desplazamiento y un amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ).

El amortiguamiento total,  $\xi_{eq}$ , requerido en el método DDBD para la elaboración de espectros sísmicos inelásticos de diseño, se compone del amortiguamiento elástico (supuesto generalmente como 5% para las estructuras de concreto) y del amortiguamiento inelástico apropiado para la estructura diseñada, debido a la disipación de energía (histéresis) en el rango inelástico,  $\xi_{hist}$ , por lo que el coeficiente de amortiguamiento viscoso  $\xi_{eq}$  para marcos de concreto expresado como porcentaje se obtiene por medio de:

$$\xi_{eq}(\%) = 5 + \xi_{hist} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

La componente  $\xi_{hist}$  se puede obtener a partir de los de diagramas de carga vs desplazamiento de una estructura en rango inelástico mediante la expresión:

$$\xi = \frac{100 \cdot A_h}{2\pi \cdot F_m \cdot \Delta_m} \% \quad \text{Ecuación 4.18}$$

En donde

$A_h$ : es el área total encerrada por la curva de un ciclo de histéresis completo.

$F_m$ : es la fuerza máxima desarrollada.

$\Delta_m$ : es el desplazamiento correspondiente a  $F_m$ .

La Figura 4.8 ilustra varias formas de respuesta histerética, para diferentes materiales; también muestra el concepto de rigidez elástica secante equivalente y una alternativa de evaluación del amortiguamiento equivalente, es con la siguiente expresión:

$$\xi_{hist} = \frac{2 \cdot A_1}{\pi \cdot A_2} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

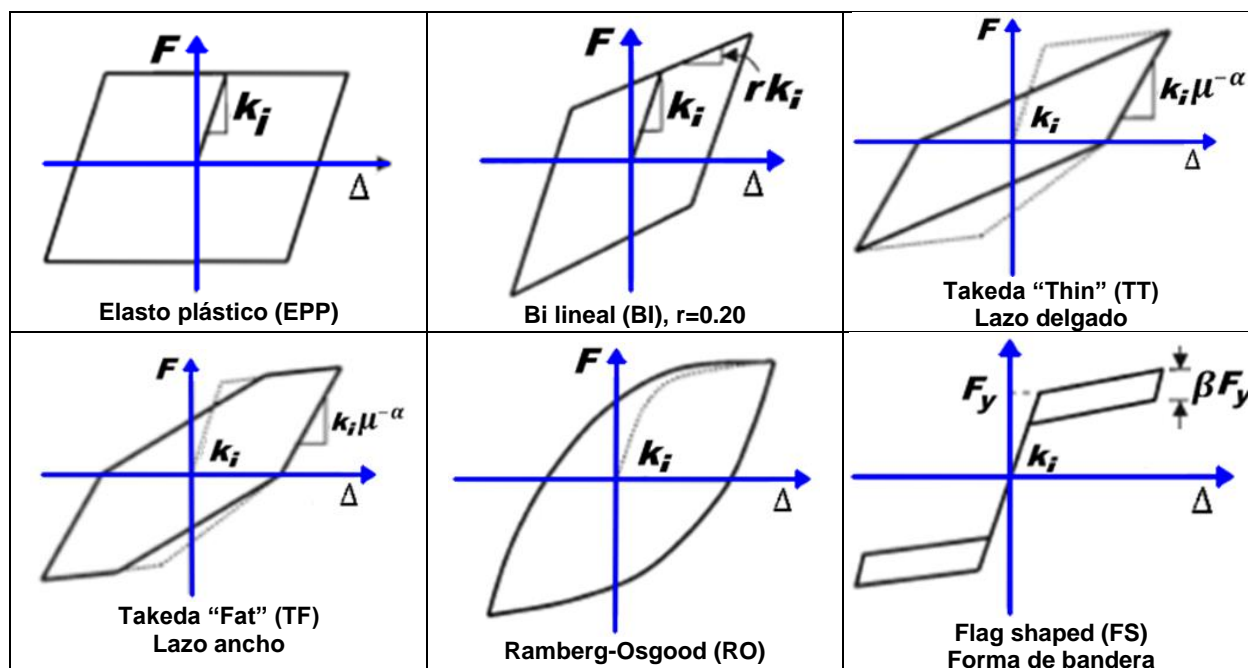


Figura 4.8 Formas de histéresis consideradas.

Fuente: Priestley [6]

En la investigación realizada por Priestley [6], el propone dependiente del sistema estructural los siguientes valores de amortiguamiento equivalente:

- Edificios de muros de concreto

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

Ecuación 4.20

- Edificios de marcos de concreto:

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

Ecuación 4.21

- Edificios de marcos de acero:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right)$$

Ecuación 4.22

Las ecuaciones se basan en numerosos análisis de respuesta inelástica o Time-History considerando una gran cantidad de acelerogramas.

Estrictamente, el amortiguamiento  $\xi$  puede ser diferente para cada elemento de la estructura del marco, según su ductilidad, también puede deberá ser diferente para cada modo de vibración de la estructura.

Pero por simplicidad en nuestro caso se tomará la ecuación propuesta por Priestley [6], para Edificios de marcos de concreto.

#### 4.5.2 Factor de corrección del espectro de desplazamiento por amortiguamiento $R_\xi$

Para aplicar el método DDBD se necesita de espectros de desplazamientos modificados para tener en cuenta el amortiguamiento equivalente. A partir del espectro básico de desplazamiento para un amortiguamiento de  $\xi=0.05$ , pueden obtenerse los espectros de desplazamientos para otros amortiguamientos. [15]

$$R_\xi = \frac{Sd_\xi}{Sd_5} = 1.31 - 0.19 \ln(100\xi) \quad \text{Ecuación 4.23}$$

En donde:

$Sd_\xi$ = Desplazamiento espectral para un amortiguamiento equivalente.

$Sd_5$ = Desplazamiento espectral elástico con un amortiguamiento  $\xi=0.05$ .

Por otra parte Priestley propone:

$$R_\xi = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

#### 4.5.3 Periodo efectivo.

Es el período en que posee una demanda de desplazamiento espectral en el nivel de amortiguamiento de diseño que es igual al desplazamiento de diseño  $\Delta_d$ , del sistema equivalente de un grado de libertad.

Este período debe determinarse en el máximo desplazamiento usando el desplazamiento de diseño y el espectro de respuesta de desplazamientos correspondiente al nivel de amortiguamiento viscoso equivalente según se estableció en 4.5.1, este valor se obtiene leyendo en el espectro de desplazamientos ajustado utilizando el desplazamiento de diseño  $\Delta_d$  para el para amortiguamiento equivalente de diseño. [16]

#### 4.5.4 Espectro de Desplazamientos para El Salvador

En nuestro país, La Normativa Técnica De Diseño Para Sismo, que es parte del Reglamento Para La Seguridad Estructural De Las Construcciones (RESESCO) de 1994, especifica un espectro de diseño elástico para aceleraciones, con un amortiguamiento del 5% del crítico y con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Sin embargo en la Norma Para Diseño y Construcción De Hospitales Y Establecimiento de Salud de 2004, realiza un ajuste al espectro de diseño.

Considerando ambos reglamentos el espectro de diseño en El Salvador actual se define de la siguiente manera:

- Para  $T_m < 0.2 T_o$  el valor de:

$$C_{sm} = \frac{A \cdot I}{3} \left[ 1 + 5 \left( \frac{3 C_o}{R} - 1 \right) \frac{T_m}{T_o} \right] \quad \text{Ecuación 4.25}$$

- Para  $0.2 T_o \leq T_m \leq T_o$  el valor de:

$$C_{sm} = \frac{I \cdot A \cdot C_o}{R} \quad \text{Ecuación 4.26}$$

- Para  $T_o < T_m \leq 4$  segundos el valor de:

$$C_{sm} = \frac{A \cdot I \cdot C_o \cdot T_o}{R T_m} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

- Si  $T_m > 4$  segundos el valor de:

$$C_{sm} = \frac{4 \cdot A \cdot I \cdot C_o \cdot T_o}{R \cdot T_m^2} \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Dónde:

- $C_{sm}$ : Coeficiente sísmico modal.
- A: Factor de zonificación sísmica.
- I: Factor de importancia.
- R: Factor de modificación de respuesta.
- $C_o$  y  $T_o$ : Coeficientes de sitio.
- T: Período fundamental de vibración.
- $T_m$ : Período modal de vibración.

De las ecuaciones anteriores se obtiene la siguiente gráfica para las dos zonas de nuestro país:

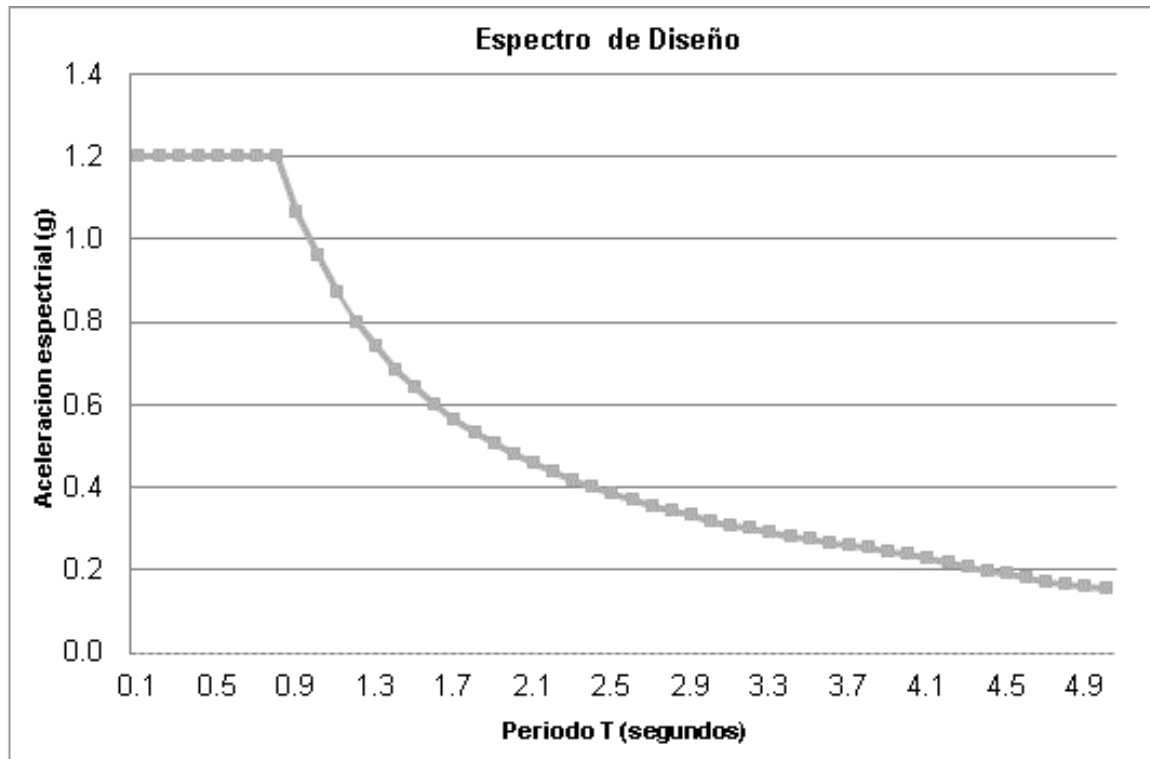


Figura 4.9 Espectro elástico de diseño del reglamento de El Salvador 1997.

Lo ideal es generar los espectros de desplazamientos de manera independiente del espectro de aceleración. En este caso se tomará como base el espectro de diseño de aceleraciones espectrales de la norma técnica de nuestro país, y se convertirá a un espectro de desplazamientos, mediante la siguiente relación:

$$S_d = S_a \cdot g \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Dónde:

$S_d$ : Desplazamiento espectral.

$S_a$ : Aceleración espectral.

En filosofía de diseño por desempeño [ASCE 41-13] el nivel sísmico toma como base el Sismo Máximo Creíble (MCE por sus siglas en inglés Maximum Credible Earthquake), que consiste en el sismo que tiene 2% de probabilidad en 50 años, esto con el fin de proporcionar un margen uniforme contra el colapso en el diseño [FEMA 303]. Además se adopta el concepto de Sismo de Diseño que se toma típicamente como el sismo que tiene 10% de probabilidad en 50 años pero nunca mayor que 2/3 del MCE [FEMA 274].

En este trabajo se multiplicara el sismo de la norma que tiene 10% de probabilidad en 50 años por un factor de 3/2 para obtener el sismo de 2% de probabilidad en 50 años. Y así obtenemos el espectro de desplazamiento para el Sismo Máximo Creíble (2% en 50 años) y el Sismo de Diseño (10% en 50 años), que se grafican a continuación:

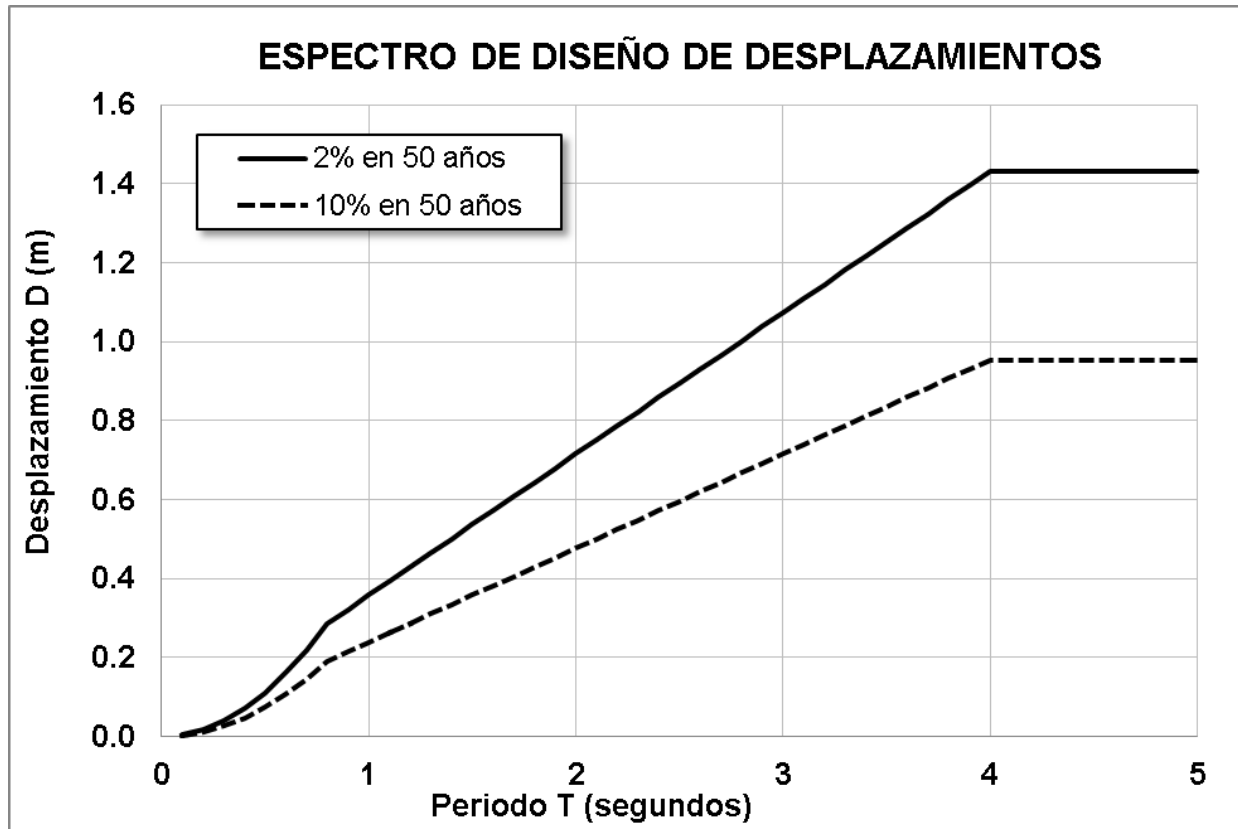


Figura 4.10 Espectro de desplazamiento elástico, obtenido con base a Norma Técnica de El Salvador.

Estos espectros de desplazamientos son una aproximación, pero se recomienda realizar una evaluación de amenaza sísmica para obtener ambos espectros de desplazamientos.

## 4.6 Definición de desplazamientos

### 4.6.1 Desplazamiento de fluencia del SDOF equivalente para el sistema completo.

Para determinar el desplazamiento de fluencia del sistema SDOF, es necesario conocer los desplazamientos de los diferentes elementos que componen la estructura.

Podemos asumir por simplicidad que la estructura tiene un comportamiento elasto-plástico perfecto; con el objetivo de omitir la interacción entre la ganancia de rigidez que se da posterior a la fluencia y la disminución de la misma debido a los efectos  $P-\Delta$ , de esta manera se simplifican los análisis, por lo que la rigidez de cada elemento se supone constante después de pasar la fluencia  $\Delta_y$ .



En la siguiente figura se muestra los aportes de los diferentes elementos a la rigidez de un edificio. Cada elemento "i", diseñado para una resistencia  $F_i$ , tiene un desplazamiento de fluencia  $\Delta_{yi}$  y una rigidez en estado elástico  $K_{yi}$ , que en el tramo de pendiente constante puede expresarse como  $K_{yi}=F_i/\Delta_{yi}$ .

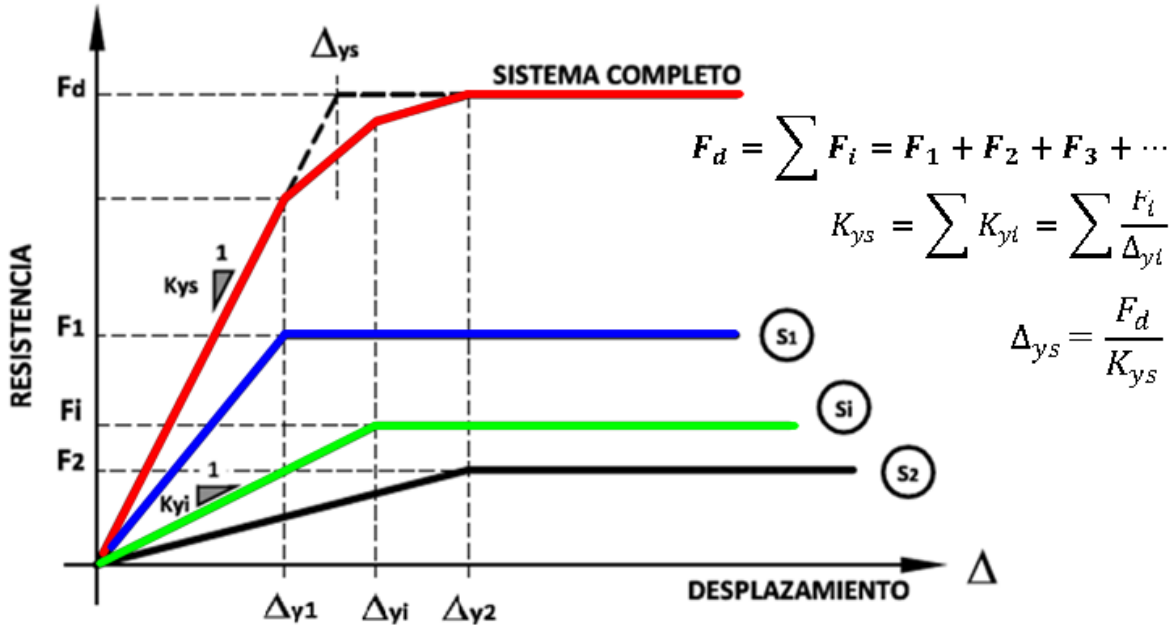


Figura 4.11 Esquema de aporte de los diferentes elementos de resistencia.

La rigidez del sistema completo,  $K_{ye}$ , es la suma de rigideces de sus componentes y corresponde a la pendiente de la zona inclinada inicial del sistema en la figura anterior, y se expresa con la siguiente expresión:

$$K_{ye} = K_{ys} = \sum K_{yi} = \sum \frac{F_i}{\Delta_{yi}} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

El desplazamiento de fluencia del sistema equivalente  $\Delta_{ye}$  para un sistema de un grado de libertad se describe en la siguiente expresión:

$$\Delta_{ye} = \Delta_{ys} = \frac{\sum F_i}{K_{ye}} = \frac{\sum F_i}{\sum \left( \frac{F_i}{\Delta_{yi}} \right)} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

En donde:

$F_i$ : Es la resistencia que se asigna a cada elemento, la cual puede escogerse en la etapa preliminar de diseño.

$\Delta_{ye}$ : Es el desplazamiento de fluencia.

De la Ecuación 4.43 se puede determinar el valor de  $\Delta_{ye}$  desde el inicio del procedimiento, tomando ciertas metodologías. Para un edificio de marcos de concreto se puede tomar la siguiente metodología:

- $F_i$  se puede considerar el aporte de una viga al resistir parte del momento de volteo del edificio. El aporte a la resistencia al volteo de una viga en el nivel  $i$ , con una longitud o claro número  $j$ , y que soporta un cortante  $V_{ij}$ , se puede considerar igual a  $F_i = (M_{vi} + M_{vd}) = V_{ij} \cdot L_{bj}$ . Adonde el claro de esta viga es  $L_{bj}$  y el peralte es  $h_{bij}$
- Los valores de  $V_{ij}$  no se conocen inicialmente, sin embargo se puede seleccionar una estrategia de diseño o basarse en algún análisis de diseño basado en fuerzas (FBD) preliminar, basado en un cortante basal total  $V_{base}=100$ . La distribución  $V_{ij}$  entre las diferentes vigas debe garantizar las condiciones de equilibrio del pórtico ante las fuerzas sísmicas. Esta distribución puede elegirse con bastante libertad, sin que se afecten sus demandas de ductilidad.
- Con base a las siguientes ecuaciones se obtiene  $\Delta_{ye}$ , de la siguiente manera:

Considerando la Ecuación 4.4 referente a la curvatura de fluencia de los extremos de viga:

$$\theta_y \approx \frac{\varepsilon_y}{2} \cdot \left( \frac{L_b}{h_b} \right)$$

Y la definición que se dio arriba acerca del aporte de una viga a resistir un momento de volteo con la siguiente expresión:

$$F_i = V_{ij} \cdot L_{bj}$$

Sustituyendo Ecuación 4.4 en la definición de desplazamiento de fluencia como se explicó en 4.3.1.

$$\Delta_{yij} = \theta_y \cdot H_e = \frac{\varepsilon_y \cdot h_e}{2} \cdot \left( \frac{L_b}{h_b} \right)$$

Combinando estas expresiones con la definición de rigidez en estado elástico como se definió en 4.6.1.

$$K_{yij} = \frac{V_{ij} \cdot L_{bj}}{\Delta_{yij}} = \frac{2 \cdot V_{ij} \cdot L_{bj} \cdot h_{bj}}{\varepsilon_y \cdot h_e \cdot L_{bj}}$$

Se obtiene la siguiente expresión para  $\Delta_y$

$$\Delta_{yij} = \frac{\sum M_{vij}}{\sum K_{yij}} = \frac{\varepsilon_y \cdot H_e}{2} \cdot \frac{\sum (V_{ij} \cdot L_{bj})}{\sum (V_{ij} \cdot h_{bij})}$$

**Ecuación 4.32**

- Puede definirse una relación  $(L_b/h_b)$  equivalente de un grupo de vigas,  $(L_b/h_b)_{eq}$ :

$$\left(\frac{L_b}{h_b}\right)_{eq} = \frac{\sum(V_{ij} \cdot L_{bj})}{\sum(V_{ij} \cdot h_{bij})} \quad \text{Ecuación 4.33}$$

- La Ecuación 4.33 puede expresarse como:

$$\left(\frac{L_b}{h_b}\right)_{eq} = \frac{\sum(M_{vij})}{\sum\left(M_{vij} \cdot \frac{h_{bij}}{L_{bj}}\right)} \quad \text{Ecuación 4.34}$$

- Con la Ecuación 4.34 se puede calcular el desplazamiento  $\Delta_{ye}$  de un marco, el valor obtenido puede combinarse a su vez con los  $\Delta_y$  de los otros marcos que componen la estructura y así obtener el desplazamiento de fluencia  $\Delta_{ye}$  del sistema completo.

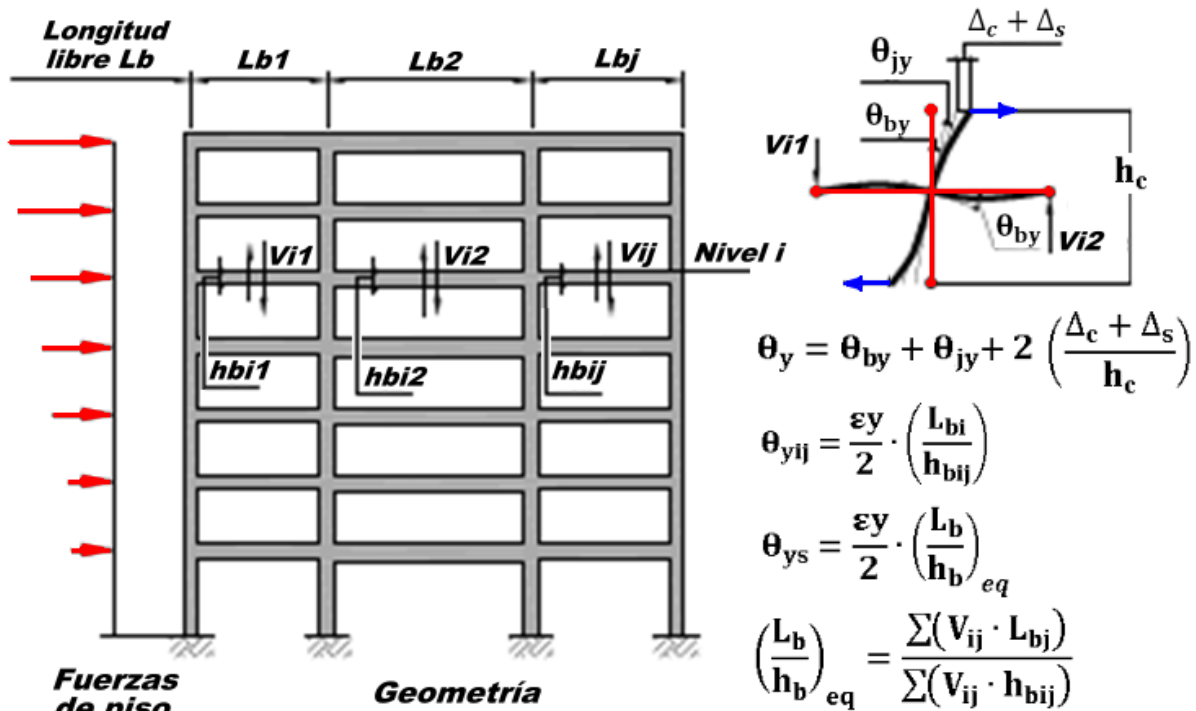


Figura 4.12 Marco con acciones.

En donde:

- $L_{bj}$ : Longitud libre del tramo  $j$ .
- $h_{bij}$ : Espesor del nivel  $i$ , tramo  $j$ .
- $V_{bij}$ : Cortante de viga en el nivel  $i$ , tramo  $j$ .
- $\theta_{yij}$ : Deriva de fluencia, viga nivel  $i$  tramo  $j$ .
- $\theta_{ys}$ : Deriva de fluencia del sistema.

#### 4.6.2 Determinación del desplazamiento de diseño

El desplazamiento del sistema se definen por:

- Las Normas o Códigos que establecen distorsión angular máxima permitida  $\theta_c$ .
- Las deformaciones unitarias alcanzables por los materiales.

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 de diseño directo basado en desplazamientos es plantear estructuras con rigidez suficiente para poder cumplir los requisitos de desempeño. [5]

Considerando esto, la deriva total de diseño o distorsión angular  $\theta_d$ , será la suma de la deriva elástica con la plástica lo cual puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c \quad \text{Ecuación 4.35}$$

Dónde:

$\theta_d$ : distorsión de diseño

$\theta_y$ : distorsión elástica

$\theta_p$ : distorsión plástica

$\theta_c$ : distorsión angular permitida por la Norma de diseño

Cabe mencionar que 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 marcos.

Como se muestra en la Figura 4.13 la ubicación de la deriva de diseño se ubica muy probablemente en los pisos inferiores para edificios de marcos de concreto [17].

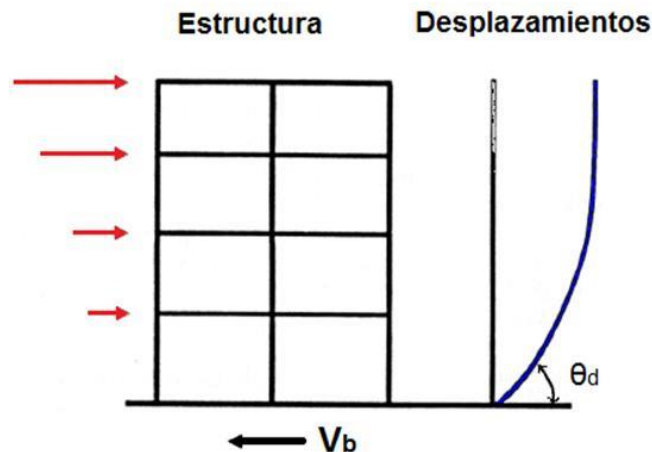


Figura 4.13 Derivas críticas en edificios de marcos de concreto

Estas distorsiones se ven limitadas también por las propiedades de los materiales expresadas en curvaturas máximas o deformaciones unitarias admisibles que pueden soportar los elementos. Para límites de deriva altos (2 a 2.5% de la altura de piso) generalmente rigen los

requisitos de las normas por encima de los requisitos de deformación unitaria de los materiales en edificios de marcos de concreto, excepto para vigas poco esbeltas [18].

Según Priestley (1998) la distorsión angular de fluencia de un piso de un marco de concreto reforzado,  $\theta_y$  el cual es un valor adimensional, es una propiedad geométrica prácticamente independiente de la resistencia de la sección. Por tal motivo para este tipo de estructuras Priestley propone un valor deducido analíticamente a partir de la curvatura de fluencia de los extremos de la viga el cual para marcos de concreto se expresa con la Ecuación 4.4, esta expresión fue calibrada por medio de resultados de ensayos experimentales como se mencionó en el apartado 4.2 Curvatura de fluencia.

De manera paralela la distorsión de fluencia del sistema equivalente se obtiene con la siguiente expresión:

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_y}{2} \cdot \left(\frac{L_b}{h_b}\right)_{eq} \quad \text{Ecuación 4.36}$$

Dónde:

$L_b$ : Longitud de la viga, distancia entre ejes de columna.

$h_b$ : Altura (espesor) de la sección de la viga.

Además de la limitación de las normas a la deriva  $\theta_c$ , existen limitaciones de las deformaciones unitarias que pueden soportar los materiales y de curvaturas máximas alcanzables de las secciones de concreto reforzado para diferentes estados límites.

Desde el punto de vista de las deformaciones unitarias de los materiales, la deriva plástica está dada por:

$$\theta_p = (\Phi_m - \Phi_y) \cdot L_p \cdot \frac{L_c}{L_b} \quad \text{Ecuación 4.37}$$

Dónde:

$L_c$ : Distancia entre centro de columnas.

$L_b$  Longitudes libres de vigas

$\Phi_m$  Curvatura crítica.

$\Phi_y$  Curvatura de fluencia.

En caso de edificios de marcos de concreto:

$$\theta_d = \mu\theta_y \leq \theta_c \quad \text{Ecuación 4.38}$$

En los sistemas de marcos de concreto, el valor máximo de  $\theta_d$  se presenta en los niveles inferiores.

En el caso de edificios de marcos de concreto, lo que generalmente rige son los requisitos de las normas, por encima de los requisitos de deformación unitaria de los materiales, excepto para vigas poco esbeltas.

Considerando que los métodos de Diseño Directo Basado en Desplazamientos no usan como dato de entrada la distorsión angular  $\theta_d$ , sino el desplazamiento de diseño  $\Delta_d$  de un sistema equivalente de un grado de libertad de la estructura, por tal motivo el desplazamiento de diseño del sistema se puede obtener a partir de  $\theta_d$  [5] de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i^2}{\sum m_i \cdot \Delta_i} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

Dónde:

$m_i$  = masa concentrada en el entrepiso  $i$

$\Delta_i$  = desplazamiento del entrepiso  $i$

Para realizar esta evaluación se requiere conocer el perfil de desplazamientos  $\Delta_i$  del edificio el cual se define el apartado 4.6.

Cuando existen vigas con diferentes relaciones ( $L_b/h_b$ ), se puede utilizar la Ecuación 4.33 para obtener un valor ( $L_b/h_b$ ) equivalente, que permita determinar los siguientes parámetros:

- $\theta_{ye}$  equivalente del conjunto de marcos.
- El desplazamiento de fluencia del SDOF equivalente,  $\Delta_{ye} = \theta_{ye} \cdot H_e$
- La demanda de ductilidad del sistema  $\mu_{sis} = \Delta_{ye} / \Delta_d$

Una vez conocida la deriva de diseño, el desplazamiento del SDOF equivalente se obtiene a partir de la Ecuación 4.39.

### 4.6.3 Perfil de desplazamientos normalizado

En la implementación el método de diseño directo basado en desplazamientos se enfocan los resultados en dos parámetros de la respuesta estructural, el perfil de desplazamientos y el perfil de cortantes de piso de la estructura. Con la metodología propuesta el modelo de pérdidas considerará un rango de estados límite que van desde una intensidad muy baja donde se puede esperar que la estructura tenga un comportamiento elástico hasta condiciones de colapso inminente donde grandes niveles de demanda de desplazamiento pueden darse. [19]

El perfil normalizado de desplazamientos inelásticos para edificios de marcos de concreto regulares se puede deducir, según Pettinga y Priestley utilizando las siguientes expresiones:

- Para  $n \leq 4$ :

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad \text{Ecuación 4.40}$$

- Para  $n > 4$ :

$$\delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left( \frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left( 1 - \frac{H_i}{4 \cdot H_n} \right)$$

Ecuación 4.41

Dónde:

$n$ : número de entrepisos

$H_i$ : Altura en cada nivel (de entrepisos), en metros

$H_n$ : Altura total de la estructura, en metros.

Estas ecuaciones predicen desplazamientos que tienen una mejor coincidencia con aquellos que se obtienen como resultado de un análisis inelástico time-history para edificios altos en comparación con un perfil lineal que es más apropiado para edificios bajos [6]. En la Figura 4.14 se puede ver el perfil de desplazamientos normalizado.

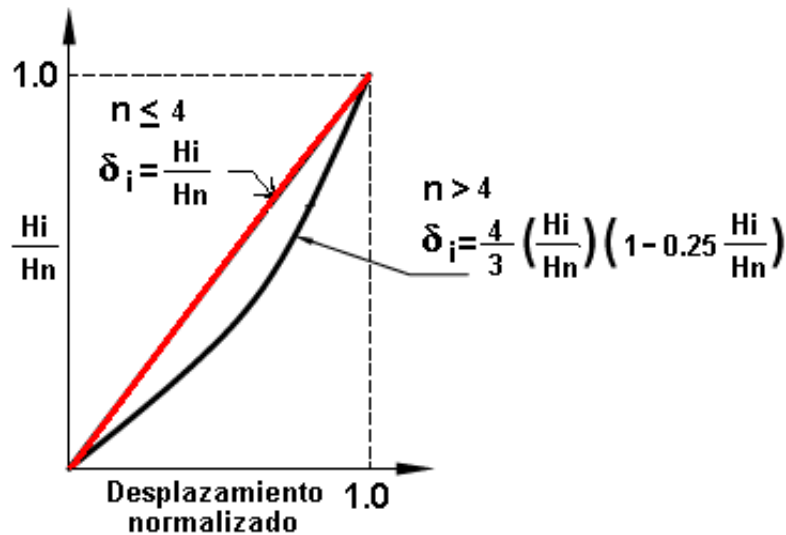


Figura 4.14 Perfil de desplazamientos normalizado

#### 4.6.4 Factor de Corrección de desplazamientos.

Considerando que el método de diseño por desplazamientos controla los desplazamientos por medio del primer modo de vibración, los modos superiores de vibración pueden causar deformaciones mayores a las que se podrían esperar para el primer modo. [20].

Tomando en cuenta esto, Priestley al [6] proponen un factor de corrección de los desplazamientos  $\omega_\theta$  para tener en cuenta los efectos dinámicos de los modos superiores, dicho factor se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\omega_\theta = 1.15 - \frac{H_n}{300} \leq 1$$

Ecuación 4.42

Cabe destacar que para alturas menores de 45m ese factor vale 1 y por lo tanto no afecta al perfil de desplazamiento.

#### 4.6.5 Perfil de desplazamientos del edificio

Para un límite de estado dado, el perfil de desplazamientos se aproxima a la forma del primer modo de vibración normalizado, con la magnitud del desplazamiento gobernado por el desplazamiento en el nivel crítico el cual se toma como el piso en la parte inferior considerando las recomendaciones de Priestley et al [6].

Considerando lo anterior se establece que en el desplazamiento crítico  $\Delta_c$  se da en el entrepiso más alto (que usualmente es en el primero), por lo tanto este valor se debe fijar en función del control de derivas de normativas técnicas.

El desplazamiento en cada piso está relacionado al desplazamiento crítico en el primer modo de vibración [19]. Por lo que para obtener el desplazamiento en cada nivel se hace por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta_i = \delta_i \cdot \frac{\Delta_c}{\delta_c} \quad \text{Ecuación 4.43}$$

Dónde:

$\Delta_c$ : Desplazamiento del piso crítico elegido para el control de derivas.

$\delta_c$ : Desplazamiento normalizado correspondiente al piso crítico.

$\delta_i$ : Perfil de desplazamientos normalizado.

Para el desplazamiento normalizado en el piso crítico  $\delta_c$ , se debe utilizar según sea el caso, la Ecuación 4.40 o la Ecuación 4.41 evaluando los datos en el nivel de entrepiso más alto.

#### 4.6.6 Definición de derivas admisibles considerando los criterios de desempeño

A la metodología de diseño sísmico basado en desplazamiento puede implementarse la filosofía de diseño por desempeño. Para esto se han considerado las recomendaciones realizadas por Priestley [17], y el ASCE 41-13. Para definir los niveles de importancia de la estructura se toman las descritas en la Norma Técnica de Diseño Sismo de El Salvador, 1994. Adicionalmente los niveles sísmicos y los niveles de desempeño son los considerados en el ASCE 41-13.

A partir de lo anterior se propone la siguiente tabla de objetivos de desempeño:

**Tabla 4-3 Objetivos de Desempeño para diferentes niveles sísmicos y niveles de desempeño.**

		Nivel de desempeño		
		Ocupación Inmediata	Seguridad de la Vida	Prevención del Colapso
Nivel Sísmico	10% en 50 años	OCUPACION I	OCUPACION II	OCUPACION III
	2% en 50 años			



Para los límites de derivas, se han considerado los valores que se establecen en la Norma de Diseño por Sismo de El Salvador, 1994 y se han relacionado con los niveles de desempeño que se establecen en el ASCE 41-13, a partir de ello se propone utilizar la siguiente tabla:

**Tabla 4-4 Valores de deriva admisible de entrepiso para el nivel de desempeño seleccionado**

Tipo de estructura	Nivel de desempeño		
	Ocupación Inmediata	Seguridad de la Vida	Prevención del Colapso
Marcos de concreto reforzado	0.01	0.015	0.02

Para poder ejemplificar la utilización del diseño por desempeño utilizando las tablas anteriores, a continuación se describen los objetivos de desempeño que se deberían de utilizar para un edificio de apartamentos, un edificio de centro comercial y un edificio de hospital, estos son los siguientes:

a) Edificio de apartamentos.

Es una edificación con tipo de Ocupación III, por lo que los objetivos de desempeño para los que se debe diseñar son:

1. Para un nivel de desempeño Seguridad de Vida, con una deriva máxima de 0.015 y un nivel sísmico de 10% en 50 años.
2. Para un nivel de desempeño Prevención del Colapso con una deriva máxima de 0.02 y un nivel sísmico de 2% en 50 años.

b) Edificio Centro Comercial.

Este edificio posee un tipo de Ocupación II, por lo que los objetivos de desempeño para los que se debe diseñar son:

1. Para un nivel de desempeño Ocupación Inmediata, con una deriva máxima de 0.01 y un nivel sísmico de 10% en 50 años
2. Para un nivel de desempeño Seguridad de Vida, con una deriva máxima de 0.015 y un nivel sísmico de 2% en 50 años.

c) Edificio para un Hospital

Este edificio se le asigna un tipo de Ocupación I, por lo que el único objetivo de desempeño para el que se debe diseñar es Ocupación Inmediata con una deriva máxima de 0.01 y un nivel sísmico de 2% en 50 años.

## 4.7 Cortante Basal de diseño

### 4.7.1 Determinación del cortante basal

La fuerza cortante total de diseño se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d \quad \text{Ecuación 4.44}$$

Considerando las implicaciones de esta expresión, en el caso que el desplazamiento de diseño sea menor que el desplazamiento de fluencia de algunos elementos o del sistema en conjunto, estos elementos no alcanzarían a desarrollar su resistencia y por lo tanto tampoco se alcanzaría el valor total de  $V_{base}$ ; esto influye en el valor necesario de la rigidez,  $K_e = V_{base} / \Delta_d$  por lo que para poder cumplir los requisitos de deformación angular en el estado límite de control de daños en estos casos habrá que aumentar la resistencia de diseño.

Debido a que las ductilidades de desplazamiento de un marco de concreto son relaciones puramente geométricas, independientes de sus resistencias, y en vista de que los desplazamientos de fluencia  $\Delta_y$ , depende directamente de la curvaturas de las secciones y no de sus resistencias, entonces si se define un desplazamiento máximo deseado para una estructura  $\Delta_d$ , las demandas de ductilidad de un elemento  $\Delta_d / \Delta_y$ , no cambian al modificar su resistencia, como se asume en los métodos FBD.

Por tal razón las fuerzas sísmicas pueden distribuirse con bastante libertad entre los diferentes componentes de la estructura, sin que se afecten esencialmente las condiciones de ductilidad de tales componentes. Debido a esto pueden utilizarse fuerzas para cada componente de estructura proporcionales a las obtenidas de un análisis elástico tradicional.

### 4.7.2 Distribución del cortante basal en altura

El cortante basal total  $V_{base}$  debe distribuirse en la altura en proporción a la masa  $m_i$  y al desplazamiento de cada nivel  $i$ , con la siguiente expresión:

$$F_i = V_{base} \cdot \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum (m_i \Delta_i)} \quad \text{Ecuación 4.45}$$

Es similar a los métodos FBD, excepto que 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 que se utilice.

El momento total de volteo en la base del edificio es  $M_{base} = \sum F_u \cdot H_i$ . Con base en las ecuaciones anteriores se deduce:

$$M_{base} = V_{base} \cdot H_e \quad \text{Ecuación 4.46}$$

#### 4.8 Factor Sobre-resistencia

EL ASCE 7 actualmente solo considera el diseño sísmico por fuerzas FBD. Como se explicó en el capítulo anterior, en este procedimiento la fuerza sísmica es dividida por un factor R. En donde el factor R considera el efecto de la ductilidad y la sobrerresistencia del sistema, el cual se puede describir con la siguiente ecuación:

$$R = R_\mu \cdot \Omega_o \quad \text{Ecuación 4.47}$$

Dónde:

R : Factor de modificación de respuesta.

$R_\mu$  : Factor de reducción por ductilidad.

$\Omega_o$  : Factor de sobrerresistencia.

El factor  $R_\mu$  considera la ductilidad del sistema, que en el caso del diseño por desplazamiento este valor se encuentra dentro del procedimiento de análisis. El factor  $\Omega_o$ : de sobrerresistencia tiene en cuenta tres factores que son: sobrerresistencia de diseño  $\Omega_D$ , sobrerresistencia del material  $\Omega_M$  y sobrerresistencia del sistema  $\Omega_S$ . Dicho factor se puede definir con la siguiente ecuación:

$$\Omega_o = \Omega_D \cdot \Omega_M \cdot \Omega_S \quad \text{Ecuación 4.48}$$

El valor de sobrerresistencia de diseño  $\Omega_D$ , representa la diferencia entre el cortante basal para el cual ocurre la primer fluencia significativa y el corte basal de diseño. Este valor depende directamente del sistema estructural resistente al sismo. Sistemas estructurales como paredes de corte y marcos arriostrados en los que el diseño es controlado por resistencias, este valor es cercano a 1.0, dado que usualmente la resistencia buscada es la más cercana a la requerida por los reglamentos. Otros sistemas como marcos no arriostrados volares pueden andar entre 1.5-2.5, debido a que se dimensionan los elementos para obtener una estructura más rígida.

La sobrerresistencia del material  $\Omega_M$ , se origina debido a que en el diseño de las secciones de los miembros estructurales se usan valores de resistencia de materiales que representan el límite inferior de la resistencia probable del material, además que los factores de reducción a la resistencia nominal son menores que uno ( $\phi_S < 1.00$ ). Los reglamentos consideran normalmente un factor de 1.25 para cuantificar la relación de resistencia media y mínima especificada del material.

El factor sobrerresistencia del sistema  $\Omega_S$  considera la redundancia estructural y la secuencia en la que se desarrolla la fluencia de los componentes estructurales. Para el caso de un

sistema de un solo marco arriostrado como estructura sismorresistente, este no tendría redundancia estructural por lo tanto el valor  $\Omega_s$  debería de ser 1.00. Pero en el caso de un sistema con numerosos componentes que participan de la estructura sismorresistente y que fluyen en forma secuencial el factor

En FEMA 405 presenta la siguiente tabla para varios sistemas estructurales los diferentes valores de sobrerresistencia que podrían tener, estos se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 4-5 Rango típico de sobrerresistencia para varios sistemas estructurales**

Sistema estructural	Sobrerresistencia de diseño $\Omega_D$	Sobrerresistencia de material $\Omega_M$	Sobrerresistencia del sistema $\Omega_S$	$\Omega_o$
Marcos resistentes a momento especiales (concreto y acero)	1.5 - 2.5	1.2 – 1.6	1.0 – 1.5	2.0 – 3.5
Marcos resistentes a momento intermedios (concreto y acero)	1.0 – 2.0	1.2 – 1.6	1.0 – 2.0	2.0 – 3.5
Marcos resistentes a momento ordinarios (concreto y acero)	1.0 – 1.5	1.2 – 1.6	1.5 – 2.5	2.0 – 3.5
Marcos de paredes de mampostería	1.0 – 2.0	1.2 – 1.6	1.0 – 1.5	2.0 – 2.5
Marcos arriostrados	1.5 – 2.0	1.2 – 1.6	1.0 – 1.5	1.5 – 2.0
Paredes de carga reforzadas	1.0 – 1.5	1.2 – 1.6	1.0 – 1.5	1.5 – 2.5
Paredes de relleno reforzadas	1.0 – 1.5	1.2 – 1.6	1.0 – 1.5	1.5 – 2.5
Paredes de carga no reforzadas	1.0 – 2.0	0.8 – 2.0	1.0 – 2.0	2.0 – 3.0
Paredes de relleno no reforzadas	1.0 – 2.0	0.8 – 2.0	1.0 – 2.0	2.0 – 3.0
Sistema dual arriostramiento y marcos	1.1 – 1.75	1.2 – 1.6	1.0 – 1.5	1.5 – 2.5
Sistema de paredes de carga ligeras	1.0 – 0.5	1.2 – 2.0	1.0 – 2.0	2.5 – 3.5

EL ASCE-7-10 indica que el valor mínimo del factor  $\Omega_o$ : de sobrerresistencia para cualquier tipo de estructura es el valor 2.00.

Por este motivo en este trabajo el valor de cortante basal se divide entre un factor de  $\Omega_o$ : de sobrerresistencia de 2.00

#### 4.9 Determinación de fuerzas de diseño de los elementos.

- Priestley recomienda no combinar las cargas verticales con los efectos de sismo para el diseño a flexión de las vigas de los marcos.
- Usar el mayor valor de diseño que resulte de las cargas vivas factoradas o los efectos de sismo; esto se basa en la alta capacidad de redistribución de momentos que puede alcanzarse con rotulas plásticas bien confinadas.

- Para el diseño de fuerzas cortantes en las vigas, se deben superponerse las fuerzas producidas por carga vertical sola con las fuerzas cortantes hiperestáticas resultantes de la plastificación simultánea de ambos extremos de la viga.

#### 4.9.1 Análisis de marcos basados en condiciones de equilibrio.

Para el diseño de marcos Priestley propone un análisis basado en condiciones de equilibrio entre las fuerzas internas y externas; se asigna a las vigas fuerzas cortantes escogidas con bastante libertad, pero garantizando un equilibrio ante las fuerzas sísmicas laterales.

La condición es poder establecer unas fuerzas de diseño de las vigas. Para conocer a partir de estas las fuerzas internas de las columnas, c por condiciones de equilibrio de los nudos. Estos valores obtenidos son irrelevantes cuando se realiza el diseño por capacidad.

De las ecuaciones anteriores conocemos que el momento de volteo es  $M_{tv} = V_{base} \cdot H_e$ . Este momento debe ser equilibrado por las reacciones verticales de las columnas y por los momentos flectores en la base de esas mismas columnas.

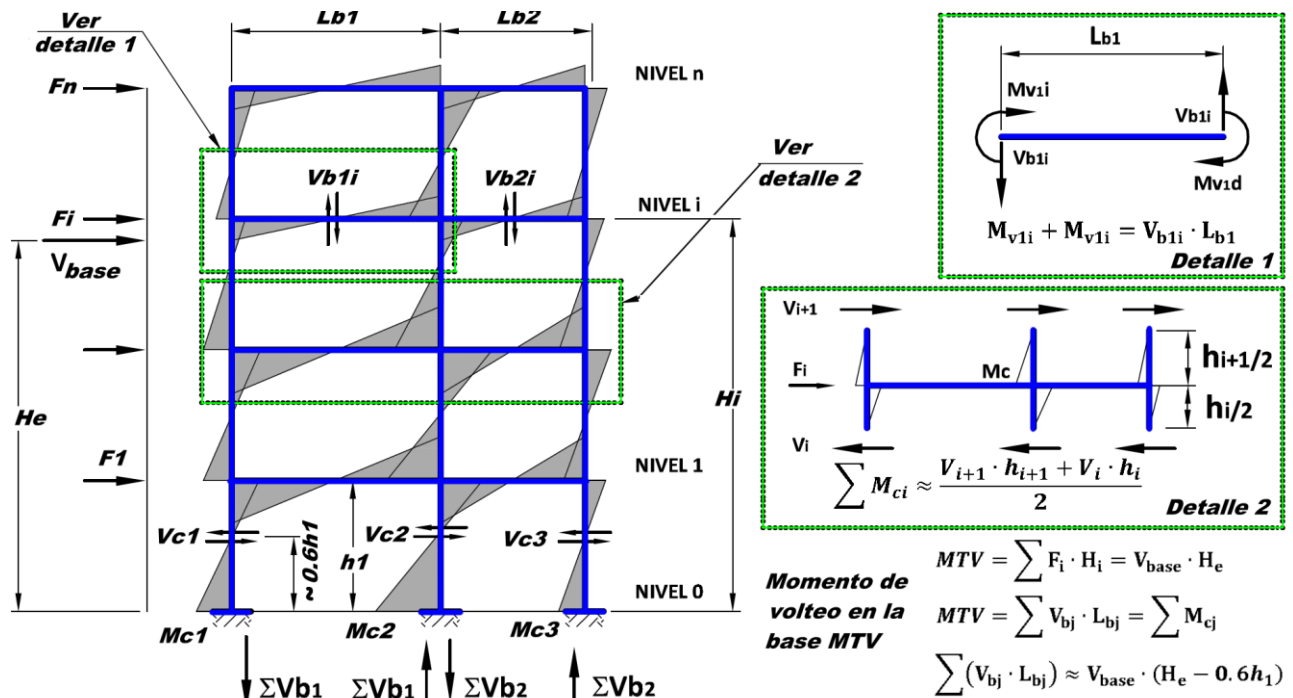


Figura 4.15 Marco de concreto basado en condiciones de equilibrio.

En la figura anterior se observa que las reacciones verticales de cada columna se producen por la acumulación de las fuerzas cortantes de las vigas adyacentes.

En lugar de sumar las fuerzas acumuladas  $\Sigma V_{bj}$  de vigas adyacentes para obtener las reacciones en las columnas, dichas reacciones pueden conservarse fraccionadas, de este modo cada viga de longitud  $L_{bj}$  que produce un momento equilibrante para cada claro "j", aportara así un valor de  $\Sigma V_{bj} \cdot L_{bj}$ , en donde  $\Sigma V_{bj}$  es el cortante del claro "j" acumulado de todos los pisos.

Con base a lo anterior, el momento de volteo total debe de tener un valor que puede expresarse de varias formas:

$$M_{tv} = V_{base} \cdot H_e \quad \text{Ecuación 4.49}$$

$$M_{tv} = \sum (V_{bij} \cdot L_{bij}) + \sum M_c \quad \text{Ecuación 4.50}$$

En donde

- $\Sigma M_c$  es la suma de momentos flectores en las bases de las columnas.
- $\Sigma (V_{bij} \cdot L_{bij})$  se extiende a todos los claros y niveles del marco.

Con base a las ecuaciones anteriores, la condición de equilibrio global puede plantearse como:

$$\sum (V_{bij} \cdot L_{bij}) = V_{base} \cdot H_e - \sum M_c \quad \text{Ecuación 4.51}$$

Si suponemos que todas las columnas presentan un punto de inflexión situado al 60% de la altura del primer piso, la ecuación anterior se convierte en:

$$\sum (V_{ij} \cdot L_{bj}) = V_{base} \cdot (H_e - 0.60h_1) \quad \text{Ecuación 4.52}$$

Existen muchas alternativas para el diseño de las vigas, de las que podemos mencionar las siguientes:

- Suponer que los cortantes de todas las vigas de un mismo nivel son inversamente proporcionales a sus longitudes o claros. Sin embargo al tomar esta alternativa se tendrían momentos flectores uniformes en todas las conexiones viga-columna del mismo nivel. Esta suposición es válida para sistemas combinados adonde los pórticos toman una fracción del cortante basal, pero la rigidez de los muros controla eficientemente la respuesta del sistema a desplazamiento.
- Seleccionar momentos flectores iguales en todas las vigas de un marco, esto equivale a diseñar para una fuerza sísmica horizontal única aplicada en el último nivel. En este caso las columnas quedarían sub-diseñadas a cortante.

- Suponer que todas las columnas interiores resisten una misma fracción del cortante de piso y que cada columna externa resiste la mitad del cortante de una columna interior.

Considerando la última opción, si existen un cierto número de claros o tramos de viga que podríamos denominar  $n_L$ , las hipótesis anteriores llevan a los siguientes valores de diseño para un nivel  $i$ :

1. Para columnas extremas, encima del nivel  $i$ :

$$V_c = \frac{V_{i+1}}{2 \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.53}$$

$$M_c = \frac{(V_{i+1} \cdot h_{i+1})}{4 \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.54}$$

2. Para columnas extremas, debajo del Nivel  $i$ :

$$V_c = \frac{V_i}{2 \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.55}$$

$$M_c = \frac{(V_i \cdot h_i)}{4 \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.56}$$

3. Para columnas interiores, encima del Nivel  $i$ :

$$V_c = \frac{V_{i+1}}{n_L} \quad \text{Ecuación 4.57}$$

$$M_c = \frac{(V_{i+1} \cdot h_{i+1})}{2 \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.58}$$

4. Para columnas interiores, debajo del Nivel  $i$ :

$$V_c = \frac{V_i}{n_L} \quad \text{Ecuación 4.59}$$

$$M_c = \frac{(V_i \cdot h_i)}{2 \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.60}$$

5. Para todas las vigas del Nivel i:

$$V_c = \frac{h_i \cdot (V_{i+1} + V_i)}{4 \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.61}$$

$$M_c = \frac{h_i \cdot (V_{i+1} + V_i)}{2 \cdot L_b \cdot n_L} \quad \text{Ecuación 4.62}$$

También pueden agruparse varios pisos, para efectos de diseño, tal como se hace en la práctica para simplificar un poco la construcción, en ese caso puede usarse un valor promedio de los cortantes sísmicos horizontales de los pisos agregados.

#### 4.10 Diseño por capacidad en el método DDBD

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, dando las capacidades en las secciones donde se formara la rotulas plástica en los elementos de vigas y columnas en el caso de marcos sismorresistente.

Priestley [6] especifica que el diseño por capacidad requiere que se cumpla la siguiente ecuación:

$$\phi_s S_D \geq S_R$$

$$S_R = \phi^0 \cdot \omega \cdot S_E \quad \text{Ecuación 4.63}$$

Dónde:

$S_E$  : Es el valor de la acción de diseño, correspondiente a la distribución de fuerzas laterales de DDBD.

$\phi^0$  : Es la relación de sobre-resistencia de la capacidad de momento requerida en la rótula plástica.

$\omega$  : Es la amplificación de la acción, considerando los efectos de los modos superiores de vibración.

$S_D$  : Es la resistencia nominal.

$\phi_s$  : Es el factor de reducción de la resistencia nominal.

Priestley [6] describe que para el análisis bajo cargas laterales existen dos métodos para determinar las capacidades a momentos en las rótulas plásticas para los marcos por DDBD. El primero es al análisis convencional que requiere considerar la rigidez relativa de los miembros, el segundo es un análisis basado solamente en consideraciones de equilibrio. De este análisis se obtienen las acciones de diseño.



Al encontrar los momentos en las vigas con cualquiera de los análisis, Priestley propone tres combinaciones: una para cargas de gravedad, otra para cargas de gravedad y sismo disminuyendo los momentos en un 30%; y por último la condición de sismo. Teniendo las capacidades a momento de las vigas se encuentran los cortantes en cada viga.

En el diseño por flexión de las columnas en primer lugar se encuentra el potencial de capacidad sobre-resistencia en las rotulas plásticas de las vigas, se calcula la amplificación dinámica de los momentos resultantes de las vigas por los efectos de los modos superiores de vibración y por último los efectos biaxiales de columna que son parte de dos marcos ya encontrados los momentos.

En nuestro país las normativas de materiales y códigos de diseño de Estados Unidos son tomados como base para la construcción. Como por ejemplo: los materiales de construcción se especifican en base a normas ASTM, las estructuras de concreto se diseñan con el ACI 318 y las estructuras metálicas son diseñadas con el AISC. Estos códigos y normativas están sincronizados con las definiciones de cargas (cargas vivas, cargas sísmicas, cargas de viento, etc.) y las combinaciones de carga definidas en el ASCE 7. En general esta sincronización entre las diferentes normativas implica consideraciones estadísticas relacionadas con su probabilidad de ocurrencia.

Por lo que el diseño por capacidad para marcos de concreto resistente a momento se realizara con la filosofía que presenta el ACI 318, que es de acuerdo al diseño con filosofía viga débil/ columna fuerte. El proceso de diseño tiene implica una secuencia bien definida de operaciones que son las siguientes:

- 1) Diseño a flexión de vigas. Las vigas están proporcionadas para que su resistencia a la flexión sea para la ubicación de rotulas plásticas. Generalmente estas se encuentran cerca de las caras de las columnas. La filosofía se basa en que las vigas sean los elementos que tengan una deformación inelástica. Las dimensiones y acero de refuerzo se proporcionan para que tengan la capacidad a flexión de la envolvente de momentos obtenidos de las cargas factoradas.
- 2) Diseño por corte de vigas. Debido a que la deformación inelástica por corte no presenta las características de disipación de energía, la resistencia a corte a lo largo de todas la sección de la viga es diseñado para ser mayor que el cortante probable producido por la resistencia a flexión de la viga en las rotulas plásticas.
- 3) Resistencia a flexión de columna. Se considera el equilibrio a momento en la unión viga columna, para determinar el máximo momento posible de las columnas correspondiente a sobre-resistencia a flexión de la viga. Se propone las dimensiones y acero de refuerzo de las columnas, y se genera el diagrama de interacción de la columna, para que el punto de Fuerza Axial  $P_u$  y Momento  $M_u$ , se encuentren dentro del diagrama de interacción. Y luego se revisa para cada nudo que la suma de los momentos de las columnas  $\Sigma M_{nc}$  sea mayor a 6/5 veces la sumatoria de los momentos de las vigas  $\Sigma M_{nb}$ .

- 4) Refuerzo transversal para Columnas. Se determina la cantidad necesaria de refuerzo transversal basado en los más rigurosos requerimientos para la resistencia a corte, confinamiento de concreto a compresión, estabilidad del acero de refuerzo a compresión, etc. Además se estima la fuerza de corte máxima probable en la columna.
- 5) Diseño unión Viga/Columna. Debido a que la unión viga columna es una fuente carente de disipación de energía, las deformaciones inelásticas debido a la unión de fuerzas por corte deben ser minimizados.

El proceso de diseño por capacidad se resume en el siguiente flujograma:

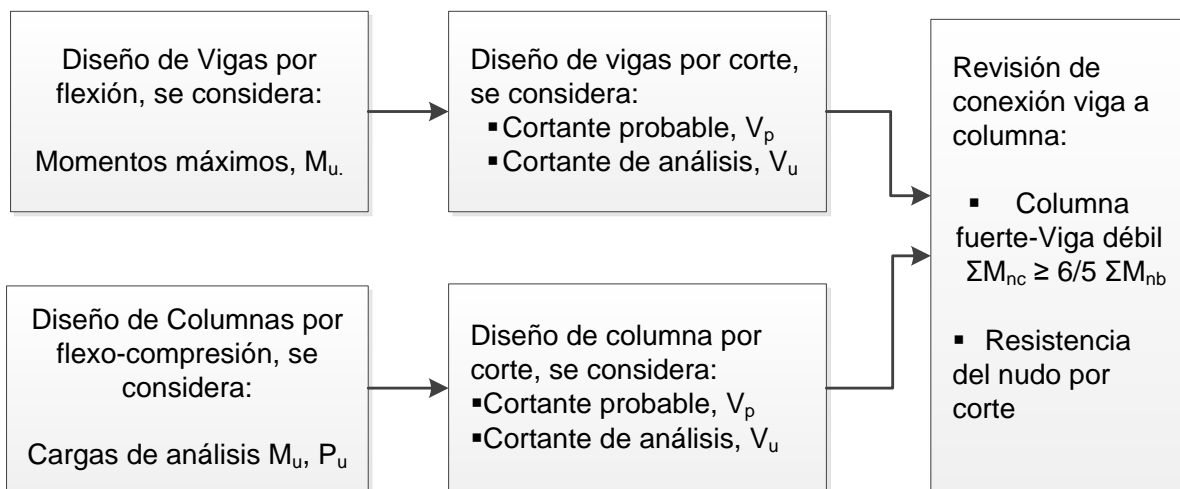


Figura 4.16 Diagrama de flujo en Diseño por Capacidad en Marcos de Concreto.

## **5 LINEAMIENTOS PARA LA INCLUSIÓN DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS EN UN CÓDIGO DE DISEÑO**

### **5.1 Introducción**

Después de haber estudiado y valorado los diferentes métodos que son utilizados para el diseño basado en desplazamientos y haber definido que el más apropiado a nuestro medio es el diseño directo basado en desplazamientos, a continuación en el presente capítulo se presenta de manera concisa la propuesta de utilización del método tomando en cuenta parámetros de aplicación práctica al medio constructivo nacional.

El objetivo principal es el de mostrar de manera ordenada y simple los parámetros necesarios para la aplicación del método considerando aspectos de la normativa actual del país, los parámetros que se abordan son los siguientes:

- Espectro de desplazamiento elástico de diseño.
- Perfil de desplazamientos del sistema.
- Límites de derivas.
- Consideraciones del amortiguamiento equivalente.
- Determinación de Cortante basal de diseño y su distribución en altura.

El resultado de la aplicación del método es la obtención de las fuerzas necesarias para el diseño por capacidad.

### **5.2 Consideraciones de diseño**

La filosofía que orienta el diseño sismorresistente está plasmada en los llamados criterios de diseño que usualmente van desarrollados en las normas de diseño, esta define cual es el comportamiento deseado.

La gran mayoría de normas del mundo coincide en que los objetivos generales de la construcción sismorresistente deben seguir los siguientes principios [21]:

- Prevenir daños no estructurales para temblores o terremotos pequeños, que pueden ocurrir frecuentemente durante la vida útil (de servicio) de una estructura.
- Prevenir daños estructurales y hacer que los no estructurales sean mínimos, para terremotos moderados que pueden ocurrir de vez en cuando. (Usualmente se señala expresamente que la estructura sufrirá varios de éstos).
- Evitar el colapso o daños graves en terremotos intensos y larga duración que pueden ocurrir raras veces. (Usualmente uno durante la vida útil de la estructura).

Considerando lo anterior, parte de las consideraciones de diseño que deben tomarse en cuenta durante el proceso incluyen lo siguiente: [20]

- Selección de ubicación de puntos donde se prevé que se den las rótulas plásticas para asegurar un mecanismo satisfactorio de deformación inelástica.
- Una combinación apropiada de efectos sísmicos y de gravedad.
- Protección de acuerdo con los principios de diseño por capacidad para miembros y acciones requeridas que hagan que se permanezca permanecer dentro del rango elástico de respuesta.
- Requerimientos de resistencia para efectos del viento y otros casos de carga no sísmicas y considerar el impacto que esos requerimientos podrían tener en el diseño por capacidad.

### 5.3 Propuesta de metodología de diseño por desplazamiento

El método de diseño por desplazamientos además de tratar de resolver inconsistencias en comparación con los métodos basados en fuerzas, alcanza de una manera más directa sus objetivos en cuanto a los parámetros de diseño.

Inicia con un desplazamiento o distorsión angular de diseño  $\theta_d$  los cuales están directamente relacionados con el daño en las estructuras, posteriormente propone un procedimiento en el que la estructura de múltiples grados de libertad se simplifica a un sistema de un grado de libertad con el cual se determina un espectro de desplazamientos, una rigidez mínima del sistema y un cortante basal.

En términos simplificados [5] el método Directo de Diseño Basado en Desplazamientos consiste en:

- Establecer un desplazamiento de diseño,  $\Delta_d$ .
- Determinar la ductilidad de desplazamiento del sistema.
- Obtener el espectro de desplazamientos para un amortiguamiento equivalente a la ductilidad.
- Se debe leer sobre el espectro de desplazamientos el período  $T_e$ , requerido para cumplir el desplazamiento  $\Delta_d$ .
- Calcular la rigidez necesaria  $K_e$ , para alcanzar ese período, utilizando la expresión:  
$$K_e = 4\pi^2 \cdot \frac{m_e}{T_e^2}$$
- Obtener el cortante basal de diseño  $V_{base} = K_e \cdot \Delta_d$
- Distribuir  $V_{base}$  entre los elementos de la estructura y diseñarlos por capacidad.

El proceso puede resumirse gráficamente de esta manera:

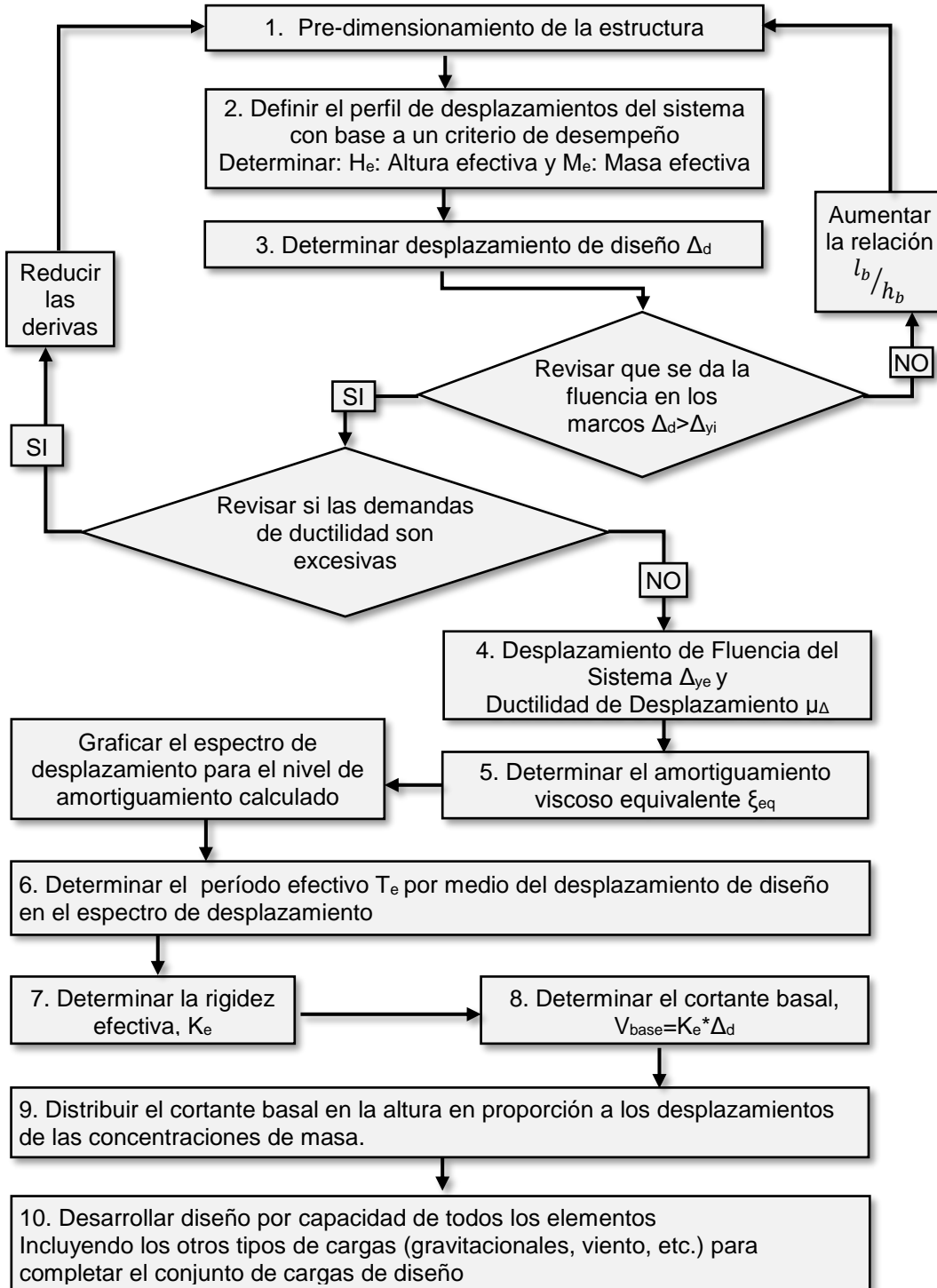


Figura 5.1 Diagrama de flujo paso a paso del método de diseño basado en desplazamientos

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS																		
<b>1) Pre-dimensionamiento</b>																			
<p>Para el predimensionamiento de los elementos se debe recurrir a experiencias previas y criterios sismoresistentes, para ello se debe considerar las limitantes para las derivas las cuales se presentan en el paso 2.5.</p>	<p>Existen criterios para dimensionamiento utilizados para para diseño basado en fuerzas que son aplicables considerando las restricciones para cumplir con las derivas de entrepiso presentadas en las normas de diseño.</p>																		
<p>Adicionalmente se deberán tomar en cuenta ciertos criterios de diseño en cuanto a relaciones geométricas, de resistencia y cargas mostrados a continuación:</p> <table border="1" data-bbox="220 810 803 1524"> <thead> <tr> <th>Parámetro</th> <th>Descripción</th> <th>Rango</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\frac{h_c}{L_b}</math></td> <td>Relación geométrica de peralte de columna / longitud de viga</td> <td>0.40 - 0.86</td> </tr> <tr> <td><math>f'_c</math></td> <td>Esfuerzo de compresión del concreto</td> <td>225 - 880 kg/cm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td><math>f_y</math></td> <td>Esfuerzo de fluencia del refuerzo</td> <td>40 - 89 Ksi</td> </tr> <tr> <td><math>\frac{N_u}{f'_c \cdot A_g}</math></td> <td>Relación de carga axial de la columna</td> <td>0.00 - 0.483</td> </tr> <tr> <td><math>\frac{L_b}{h_b}</math></td> <td>Relación geométrica de viga (Longitud de viga / peralte de viga)</td> <td>4.40 - 12.60</td> </tr> </tbody> </table>	Parámetro	Descripción	Rango	$\frac{h_c}{L_b}$	Relación geométrica de peralte de columna / longitud de viga	0.40 - 0.86	$f'_c$	Esfuerzo de compresión del concreto	225 - 880 kg/cm <sup>2</sup>	$f_y$	Esfuerzo de fluencia del refuerzo	40 - 89 Ksi	$\frac{N_u}{f'_c \cdot A_g}$	Relación de carga axial de la columna	0.00 - 0.483	$\frac{L_b}{h_b}$	Relación geométrica de viga (Longitud de viga / peralte de viga)	4.40 - 12.60	<p>En la investigación de Priestley [6], se presentan expresiones para columnas de concreto reforzado y vigas sometidas a flexión, dichas expresiones se basaron en resultados de ensayos experimentales en los cuales las relaciones geométricas presentadas estaban dentro de esos rangos.</p> <p>En el caso de marcos de concreto Priestley, llegó a conclusiones donde la distorsión angular de fluencia de un marco de concreto reforzado <math>\theta_y</math>, es una propiedad geométrica, prácticamente independiente de la resistencia de la sección</p>
Parámetro	Descripción	Rango																	
$\frac{h_c}{L_b}$	Relación geométrica de peralte de columna / longitud de viga	0.40 - 0.86																	
$f'_c$	Esfuerzo de compresión del concreto	225 - 880 kg/cm <sup>2</sup>																	
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del refuerzo	40 - 89 Ksi																	
$\frac{N_u}{f'_c \cdot A_g}$	Relación de carga axial de la columna	0.00 - 0.483																	
$\frac{L_b}{h_b}$	Relación geométrica de viga (Longitud de viga / peralte de viga)	4.40 - 12.60																	

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS
<b>2) Perfil de desplazamientos del sistema</b>	
<p>2.1 Desplazamiento de cada entrepiso <math>i</math>, <math>\delta_i</math></p> <p>Se debe definir el perfil de desplazamientos normalizados a través de las siguientes expresiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Para <math>n \leq 4</math> <math display="block">\delta_i = \frac{H_i}{H_n}</math> </li> <li>▪ Para <math>n &gt; 4</math> <math display="block">\delta_i = \frac{4}{3} \left( \frac{H_i}{H_n} \right) \left( 1 - \frac{H_i}{4 \cdot H_n} \right)</math> </li> </ul> <p>Dónde:  <math>n</math>= Número de entrepisos  <math>H_i</math>= Altura de entrepiso y  <math>H_n</math>= Altura de estructura hasta el último piso.</p>	<p>Con estas expresiones se obtienen los valores de desplazamiento esperado en cada nivel con lo cual se configura el perfil de desplazamientos.</p>
<p>2.2 Masa efectiva, <math>M_e</math>.</p> <p>La masa efectiva debe determinarse por medio de la siguiente expresión:</p> $M_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i)^2}{\sum(m_i \Delta_i^2)}$ <p>Dónde:  <math>m_i</math>= Masa sísmica en cada entrepiso.  <math>\Delta_i</math>= Desplazamiento en cada entrepiso.</p>	<p>Las masas sísmicas pueden ser tomadas a los niveles de entrepiso y su magnitud debe considerar la masa asociada al peso propio de la estructura más las cargas impuestas que se estima se darán en el momento del sismo de diseño.</p>
<p>2.3 Altura efectiva, <math>H_e</math>.</p> <p>La altura efectiva debe ser determinada por la siguiente expresión:</p> $H_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i h_i)}{\sum(m_i \Delta_i)}$ <p>Dónde:  <math>h_i</math>= Altura en cada entrepiso.</p>	<p>Considerando el concepto de estructura sustituto, este valor representa la altura que es equivalente al sistema de un grado de libertad con el que se está representando el sistema de múltiples grados de libertad.</p>

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS
<p data-bbox="188 254 837 323">2.4 Factor de corrección de desplazamientos (<math>\omega_\theta</math>).</p> <p data-bbox="188 344 837 558">En el caso que se esperen deformaciones significativas debido a efectos en modos superiores de vibración, el perfil de desplazamientos deberá multiplicarse por el siguiente factor de corrección con el objetivo de considerar dichos efectos.</p> $\omega_\theta = 1.15 - \frac{H_n}{300} \leq 1$ <p data-bbox="188 701 634 730">El valor de <math>H_n</math> debe ser en metros.</p>	<p data-bbox="854 254 1430 510">Considerando que el método de diseño por desplazamientos controla los desplazamientos por medio del primer modo de vibración, los modos superiores de vibración pueden causar deformaciones mayores a las que se podrían esperar para el primer modo. [20].</p> <p data-bbox="854 531 1430 821">Debido a esto Priestley et al. [6] proponen un factor de corrección de los desplazamientos para tener en cuenta los efectos dinámicos de los modos superiores, dicho factor es igual a 1 para edificios con alturas inferiores a los 45m por lo que no modifica el perfil de desplazamientos para edificios con altura menor a este valor.</p>



PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO		COMENTARIOS																
<p>2.5 Desplazamiento en el nivel crítico (<math>\Delta_c</math>)</p> <p>El valor de desplazamiento crítico para control de derivas debe establecerse a partir de criterios de desempeño en función de las categorías de ocupación como se muestra en la tabla A.</p> <p><b>Tabla A Objetivos de Desempeño para diferentes niveles sísmicos y niveles de desempeño.</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2"></th> <th colspan="3">Nivel de desempeño</th> </tr> <tr> <th>Ocupación Inmediata</th> <th>Seguridad de la Vida</th> <th>Prevención del Colapso</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <th rowspan="2">Nivel Sísmico</th> <td>10% en 50 años</td> <td colspan="3" rowspan="2"> </td> </tr> <tr> <td>2% en 50 años</td> </tr> </tbody> </table>				Nivel de desempeño			Ocupación Inmediata	Seguridad de la Vida	Prevención del Colapso	Nivel Sísmico	10% en 50 años				2% en 50 años	<p>La categoría de ocupación debe seleccionarse a partir de los parámetros que se establecen en la tabla 3 de la Norma de Diseño por Sismo de El Salvador, 1994.</p> <p>Los niveles sísmicos y niveles de desempeño definidos en la tabla, son los utilizados en el ASCE-41-13.</p> <p>El valor del desplazamiento crítico <math>\Delta_c</math>, se debe fijar en función del control de derivas de normativas técnicas, en este caso se tomará en cuenta los valores que se establecen en la Norma de Diseño por Sismo de El Salvador, 1994.</p> <p>Para el caso del desplazamiento normalizado, el nivel en el que se da el desplazamiento crítico para control de derivas se da en el entrepiso más alto.</p> <p>Considerando lo anterior, para determinar el valor de desplazamiento crítico, se debe evaluar el desplazamiento de entrepiso como se estableció en el paso 2.1 para el entrepiso de mayor altura el cual usualmente es el primer entrepiso.</p>		
				Nivel de desempeño														
		Ocupación Inmediata	Seguridad de la Vida	Prevención del Colapso														
Nivel Sísmico	10% en 50 años																	
	2% en 50 años																	
<p>Posterior a elegir el objetivo de desempeño se selecciona la deriva admisible en función del tipo de estructura utilizando la tabla B.</p> <p><b>Tabla B Valores de deriva admisible de entrepiso para el nivel de desempeño seleccionado</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tipo de estructura</th> <th colspan="3">Nivel de desempeño</th> </tr> <tr> <th>Ocupación Inmediata</th> <th>Seguridad de la Vida</th> <th>Prevención del Colapso</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Marcos de concreto reforzado</td> <td>0.01</td> <td>0.015</td> <td>0.02</td> </tr> </tbody> </table> <p>Con la deriva admisible de entrepiso se debe seleccionar el entrepiso de mayor altura que es donde se obtendrá el desplazamiento crítico</p> <p>En la tabla B se muestran valores para <math>\Delta_c</math></p> <p>Para determinar el desplazamiento normalizado en el piso crítico <math>\delta_c</math> se debe de evaluar la expresión correspondiente al paso 2.1 para el primer entrepiso con lo cual: <math>\delta_c = \delta_1</math></p>		Tipo de estructura	Nivel de desempeño			Ocupación Inmediata	Seguridad de la Vida	Prevención del Colapso	Marcos de concreto reforzado	0.01	0.015	0.02						
Tipo de estructura	Nivel de desempeño																	
	Ocupación Inmediata	Seguridad de la Vida	Prevención del Colapso															
Marcos de concreto reforzado	0.01	0.015	0.02															

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS
<p>2.6 Perfil de desplazamientos (<math>\Delta_i</math>)</p> <p>El desplazamiento en cada entrepiso se debe calcular con la siguiente expresión:</p> $\Delta_i = \omega_\theta \cdot \delta_i \cdot \frac{\Delta_c}{\delta_c}$	<p>Esta expresión se utiliza considerando que el desplazamiento en cada piso está relacionado al desplazamiento crítico en el primer modo de vibración [19].</p>
<p><b>3) Desplazamiento de diseño, <math>\Delta_d</math></b></p>	
<p>El desplazamiento de diseño del sistema en el centro de masa, se debe calcular con la siguiente expresión:</p> $\Delta_d = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i}$	<p>Es el desplazamiento del sistema equivalente al de la estructura de un grado de libertad que asegure que los elementos estructurales y no estructurales no excedan los límites de deformación.</p>
<p><b>4) Desplazamiento de fluencia del sistema <math>\Delta_{ye}</math> y ductilidad de desplazamiento <math>\mu_\Delta</math></b></p>	
<p>4.1 Relación longitud/peralte de viga equivalente</p> $\left(\frac{L_b}{h_b}\right)_{eq} = \frac{\sum V_{ij} \times L_{bj}}{\sum V_{ij} \times h_{bij}}$ <p>Dónde:  <math>V_{ij}</math>: Cortante de cada viga en el nivel <math>i</math> para cada tramo <math>j</math>.  <math>L_{bj}</math>: Longitud para cada tramo <math>j</math>.  <math>h_{bij}</math>: Espesor del nivel <math>i</math> para cada tramo <math>j</math>.</p>	
<p>4.2 Distorsión de fluencia del sistema, <math>\theta_{ye}</math></p> $\theta_{ye} = \frac{\varepsilon_y}{2} \cdot \left(\frac{L_b}{h_b}\right)_{eq}$ <p>Dónde:  <math>\varepsilon_y</math>: Deformación unitaria de fluencia.</p>	<p>Se debe utilizar la relación longitud/peralte equivalente obtenida en el paso anterior.</p>

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS
<p>4.3 Desplazamiento de fluencia, <math>\Delta_{ye}</math>.</p> <p>Esta propiedad se debe obtener mediante la siguiente expresión:</p> $\Delta_{ye} = \theta_{ye} \cdot H_e$ <p>Dónde:  <math>H_e</math>: Altura total de la estructura equivalente.</p>	
<p>4.4 Ductilidad de desplazamiento del sistema, <math>\mu_\Delta</math></p> <p>La ductilidad del desplazamiento se debe calcular en función del desplazamiento de diseño <math>\Delta_d</math>. Y el desplazamiento de fluencia <math>\Delta_{ye}</math>, según la siguiente expresión:</p> $\mu_\Delta = \frac{\Delta_d}{\Delta_{ye}}$	
<p><b>5) Amortiguamiento viscoso equivalente, <math>\xi_{eq}</math></b></p>	
<p>5.1 El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente <math>\xi_{eq}</math> se calcula partir de la siguiente expresión:</p> $\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu_\Delta - 1}{\mu_\Delta \cdot \pi} \right)$	<p>En la investigación realizada por Priestley [6], el propone varias ecuaciones para expresar este parámetro en función del sistema estructural, las ecuaciones se basan en numerosos análisis de respuesta inelástica o Time-History considerando una gran cantidad de acelerogramas.</p> <p>La expresión presentada acá corresponde a la propuesta para edificios de marcos de concreto reforzado.</p>

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS																					
<p data-bbox="188 243 760 275">5.2 Espectro de diseño de desplazamientos</p> <p data-bbox="188 317 878 422">El espectro de diseño de aceleraciones de la norma técnica de nuestro país, se convertirá a un espectro de desplazamientos, mediante la siguiente relación:</p> $S_d = S_a \cdot g \cdot \frac{T^2}{4\pi^2}$ <p data-bbox="188 543 285 575">Dónde:</p> <p data-bbox="188 579 589 611"><math>S_d</math>: Desplazamientos espectral</p> <p data-bbox="188 615 518 646"><math>S_a</math>: Aceleración espectral</p> <p data-bbox="188 688 878 940">Con esta expresión se obtiene el espectro de desplazamientos con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años en correspondencia al espectro de la norma, para obtener el de una excedencia del 2% de probabilidad de excedencia en 50 años se multiplica el espectro anterior por un factor igual a 3/2.</p> <p data-bbox="188 982 878 1203">Se debe considerar que el espectro obtenido depende también del factor de zonificación sísmica utilizado para su elaboración, por ejemplo, para un amortiguamiento del 5% utilizando un factor zonificación sísmica de 0.40, se obtienen los siguientes espectros:</p> <div data-bbox="196 1203 870 1843"> <table border="1"> <caption>Datos estimados del Espectro de Diseño de Desplazamientos</caption> <thead> <tr> <th>Periodo T (segundos)</th> <th>Desplazamiento D (m) - 2% en 50 años</th> <th>Desplazamiento D (m) - 10% en 50 años</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>1</td><td>0.3</td><td>0.2</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.7</td><td>0.45</td></tr> <tr><td>3</td><td>1.1</td><td>0.7</td></tr> <tr><td>4</td><td>1.45</td><td>0.95</td></tr> <tr><td>5</td><td>1.45</td><td>0.95</td></tr> </tbody> </table> </div>	Periodo T (segundos)	Desplazamiento D (m) - 2% en 50 años	Desplazamiento D (m) - 10% en 50 años	0	0.0	0.0	1	0.3	0.2	2	0.7	0.45	3	1.1	0.7	4	1.45	0.95	5	1.45	0.95	<p data-bbox="894 275 1406 747">En nuestro país, la Normativa Técnica de Diseño para Sismo, que es parte del Reglamento Para La Seguridad Estructural De Las Construcciones (RESESCO) de 1994, especifica un espectro de diseño elástico para aceleraciones, con un amortiguamiento del 5% del crítico y con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, por tal motivo el espectro de diseño de desplazamientos se corresponde con ese nivel sísmico.</p> <p data-bbox="894 789 1406 1335">En la filosofía de diseño por desempeño [ASCE 41-13] el nivel sísmico toma como base el Sismo Máximo Creíble (MCE por sus siglas en inglés Maximum Credible Earthquake), que consiste en el sismo que tiene 2% de probabilidad en 50 años, esto con el fin de proporcionar un margen uniforme contra el colapso en el diseño [FEMA 303]. Además se adopta el concepto de Sismo de Diseño que se toma típicamente como el sismo que tiene 10% de probabilidad en 50 años pero nunca mayor que 2/3 del MCE [FEMA 274].</p> <p data-bbox="894 1377 1406 1587">Por este motivo y a falta de más datos, en esta propuesta se ha utilizado este factor, sin embargo se recomienda un estudio de amenaza sísmico a partir del cual se obtenga dicho espectro.</p> <p data-bbox="894 1629 1406 1766">Cabe destacar que en el ASCE 41-13 se toma como sismo base el de 2% de excedencia en 50 años y el de 10% en 50 años ha quedado en desuso.</p>
Periodo T (segundos)	Desplazamiento D (m) - 2% en 50 años	Desplazamiento D (m) - 10% en 50 años																				
0	0.0	0.0																				
1	0.3	0.2																				
2	0.7	0.45																				
3	1.1	0.7																				
4	1.45	0.95																				
5	1.45	0.95																				

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS
<p>5.3 Factor de corrección del espectro de desplazamientos.</p> <p>Para convertir el espectro de desplazamientos al valor del amortiguamiento viscoso equivalente obtenido, se debe corregir dicho espectro multiplicando los valores por el factor <math>R_{\xi}</math> por medio de la siguiente expresión:</p> $R_{\xi} = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5}$	<p>El espectro de desplazamiento de la Norma Técnica corresponde a un amortiguamiento del 5%, por tal motivo es necesario realizar una transformación al valor de amortiguamiento obtenido para el sistema.</p>
<p><b>6) Período efectivo requerido, <math>T_e</math>.</b></p>	
<p>Se requiere que el espectro de desplazamientos corregido se grafique y utilizando el valor del desplazamiento de diseño <math>\Delta_d</math> obtenido en el paso 3 se entra en la gráfica y se lee el valor del período efectivo <math>T_e</math>.</p>	<p>Este período debe determinarse en el máximo desplazamiento usando el desplazamiento de diseño y el espectro de respuesta de desplazamientos correspondiente al nivel de amortiguamiento viscoso equivalente según se estableció en 4.5, este valor se obtiene leyendo en el espectro de desplazamientos ajustado utilizando el desplazamiento de diseño <math>\Delta_d</math> para el para amortiguamiento equivalente de diseño. [16]</p>
<p><b>7) Rigidez efectiva mínima requerida, <math>K_e</math>,</b></p>	
<p>La rigidez efectiva equivalente se debe obtener con esta expresión:</p> $K_e = 4\pi^2 \left( \frac{M_e}{T_e^2} \right)$ <p>Dónde:  <math>M_e</math>: es la masa efectiva obtenida en el paso 2.  <math>T_e</math>: es el período de respuesta efectivo.</p>	<p>Ya que la rigidez <math>K_e</math> está relacionada con el período de vibración <math>T_e</math> del sistema de un grado de libertad equivalente a la estructura, cuya masa es <math>m_e</math>, según las expresiones siguientes de la teoría clásica de la dinámica estructural:</p> <p>A partir del espectro de desplazamientos corregidos es posible deducir el período efectivo del sistema equivalente <math>T_e</math> por lo que la rigidez mínima requerida para lograr el objetivo de desplazamientos se puede calcular con la siguiente expresión</p>

PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO	COMENTARIOS
<b>8) Cortante basal, <math>V_{base}</math></b>	
<p>Calculamos la fuerza lateral de diseño por medio de la siguiente expresión:</p> $V_d = K_e \cdot \Delta_d$ <p>Para obtener el cortante basal a distribuir se aplica el factor de sobre resistencia.</p> $V_{base} = \frac{V_d}{\Omega_0}$	<p>El factor de sobre resistencia considera la sobre resistencia de material, de diseño y del sistema.</p> <p>Como se establece en ASCE-7-10 se utilizará un factor de sobre resistencia de <math>\Omega_0=2.00</math>.</p>
<b>9) Distribución de cortante basal</b>	
<p>El cortante basal total <math>V_{base}</math> debe distribuirse en la altura en proporción a la masa <math>m_i</math> y al desplazamiento de cada nivel <math>i</math>, con la siguiente expresión:</p> $F_i = \frac{V_{base} \cdot (m_i \Delta_i)}{\sum (m_i \Delta_i)}$	<p>Esta expresión se utiliza para la distribución de la fuerza lateral entre los elementos de la estructura y en altura, esta distribución se realiza en proporción de las masas por sus respectivos desplazamientos.</p>
<b>10) Diseño por capacidad de los elementos de la estructura.</b>	
<p>Una vez determinadas las acciones de diseño siguiendo el procedimiento anterior se procede con el diseño de todos los elementos resistentes, en el caso de nuestro país se siguen los lineamientos de diseño de la norma ACI 318.</p>	

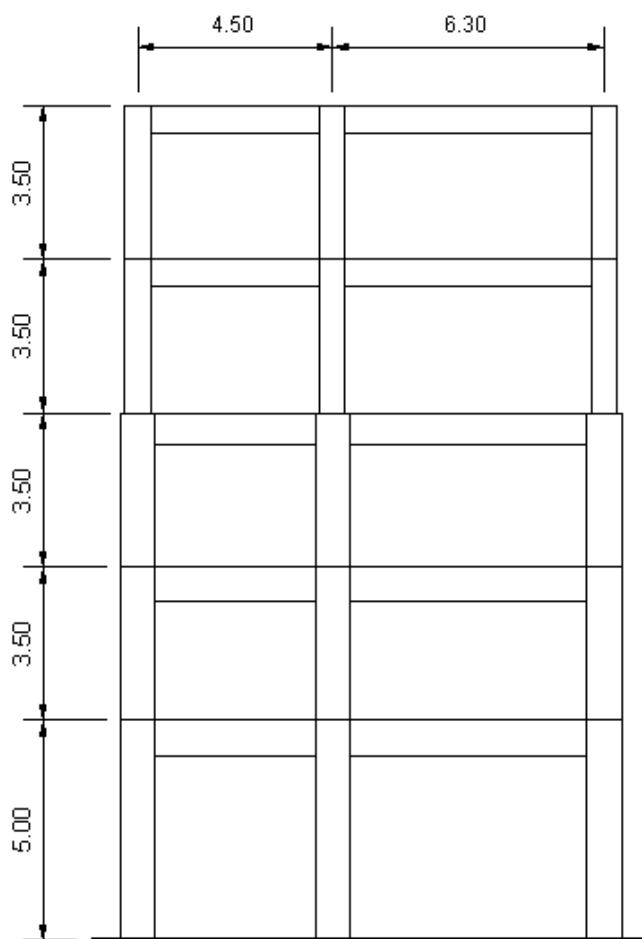
En la implementación el método de diseño directo basado en desplazamientos se enfocan los resultados en dos parámetros de la respuesta estructural, el perfil de desplazamientos y el perfil de cortantes de piso de la estructura. Con la metodología propuesta el modelo de pérdidas considerará un rango de estados límite que van desde una intensidad muy baja donde se puede esperar que la estructura tenga un comportamiento elástico hasta condiciones de colapso inminente donde grandes niveles de demanda de desplazamiento pueden darse. [19]

## 6 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL METODO DE DISEÑO DE DESPLAZAMIENTO.

En este capítulo se realiza un diseño de un edificio de Marcos de Concreto Resistentes a Momentos aplicando los criterios de Diseño Sísmico basado en Desplazamientos, que se ha detallado en capítulos anteriores, a manera de ejemplo se realizará el diseño de una geometría de un edificio 5 niveles, para dos diferentes usos, el primer para uso de apartamentos y el segundo se realizará para uso de hospital, esto con el fin de ejemplificar el diseño para una estructuración de ocupación normal y una edificación de establecimiento esencial.

### 6.1 Edificio Apartamentos

Las condiciones de la edificación, de acuerdo a la norma técnica son las siguientes:



#### Uso:

Edificio de apartamentos

#### Parámetros según norma técnica

- Suelo tipo S3.
- Zona Sísmica 1,  $A=0.40g$ .
- Factor de Importancia  $I=1.00$
- Categoría de ocupación III.

#### Cargas muertas

- Carga muerta de losa =  $0.40 \text{ T/m}^2$
- Carga muerta de paredes =  $0.70 \text{ T/m}^2$

#### Cargas vivas según ASCE 7-10

- $W$  apartamento =  $0.25 \text{ T/m}^2$
- $W$  azotea =  $0.50 \text{ T/m}^2$

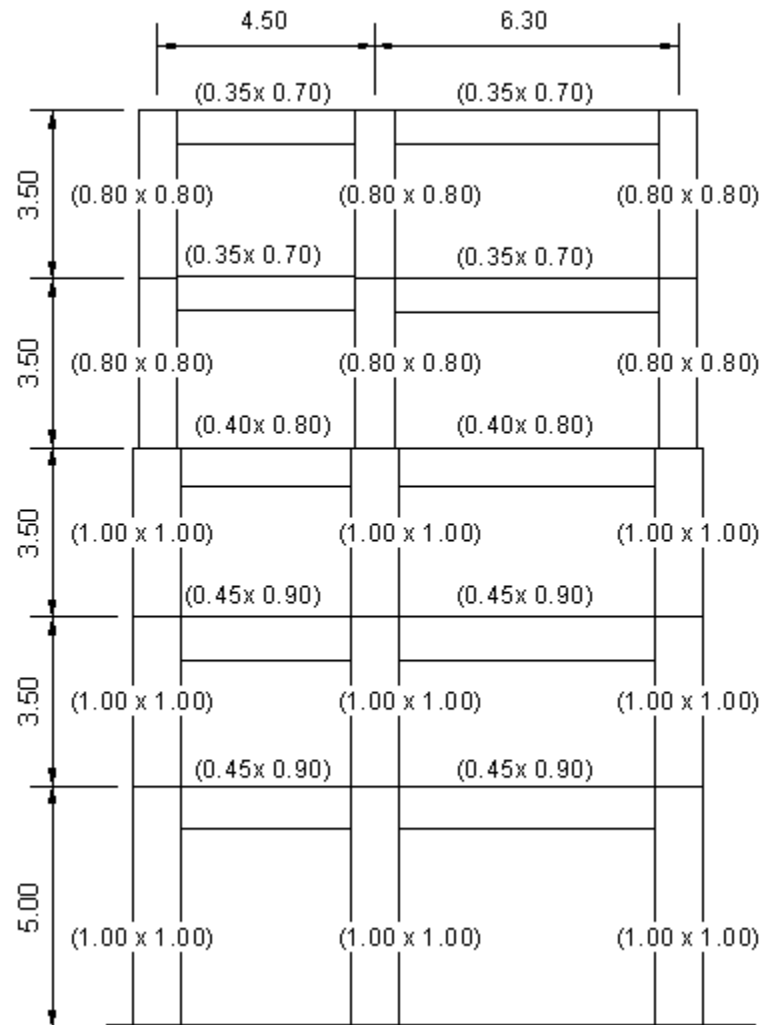
#### Resistencia de los materiales

- Concreto  $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero ASTM A615 grado 60 con un  $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$

Por ser de uso normal y tener más de 4 niveles se tomará la deriva máxima 1.5% para la amenaza de 10% en 50 años, valor admisible de la deriva de entrepiso  $\Delta_a=0.015$ . Esta restricción en la deriva corresponde a un objetivo de desempeño de Protección de la Vida, al finalizar el diseño se realizará un análisis *pushover* con el propósito de corroborar que se cumple con este objetivo de desempeño.

### 6.1.1 Predimensionamiento de marco

Como primer paso se realiza un predimensionamiento de la estructura, para obtener las cargas muertas y la masa de la estructura:





### 6.1.2 Cálculo de cargas por propio

Peso de vigas por nivel

Nivel	Elemento	Base [m]	Peralte [m]	Longitud [m]	Peso [T]
5	V3	0.35	0.70	10.3	6.06
4	V3	0.35	0.70	10.3	6.06
3	V2	0.40	0.80	10.3	7.91
2	V1	0.45	0.90	10.3	10.01
1	V1	0.45	0.90	10.3	10.01

Peso de Columnas por nivel

Nivel	Elemento	Ancho [m]	Largo [m]	Altura [m]	Cantidad [#]	Peso [T]
5	C2	0.80	0.80	1.75	3	8.06
4	C2	0.80	0.80	3.50	3	16.13
3	C1	1.00	1.00	3.50	3	25.20
2	C1	1.00	1.00	3.50	3	25.20
1	C1	1.00	1.00	4.25	3	30.60

Peso de losas y paredes por nivel

Nivel	Ancho tributario [m]	Longitud [m]	W losa [T/m <sup>2</sup> ]	W pared [T/m <sup>2</sup> ]	Peso [T]	W [T/m]
5	5.85	10.3	0.40	0.10	30.13	2.93
4	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44
3	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44
2	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44
1	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44

Cálculo de peso y masa por nivel

Nivel	Peso [T]	Masa [T/(m/s <sup>2</sup> )]
5	44.25	4.51
4	88.46	9.02
3	99.39	10.13
2	101.49	10.35
1	106.89	10.90

Carga viva por nivel

Nivel	Ancho tributario [m]	W viva [T/m2]	W [T/m]
5	5.85	0.50	2.93
4	5.85	0.25	1.46
3	5.85	0.25	1.46
2	5.85	0.25	1.46
1	5.85	0.25	1.46

### 6.1.3 Desplazamiento de diseño

#### 1. Perfil de desplazamiento

Normalizamos con el desplazamiento crítico, que en este caso se da en el primer nivel, por tener una altura de entrepiso mayor a los demás niveles. Por lo que tenemos.

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1}$$

$\Delta_1 = 0.015 \times 5.00 = 0.075$  El desplazamiento más crítico.

$$\delta_1 = 4/3 \times (5.00/19.00) \times (1.00 - 5.00 / (4 \times 19.00)) = 0.327$$

$$\Delta_i = 0.075 / 0.327 \delta_i = 0.229 \delta_i$$

Generamos el siguiente cuadro auxiliar para encontrar la Altura Efectiva  $H_e$ , Desplazamiento De Diseño  $\Delta_d$ , Masa efectiva  $M_e$ .

Nivel	$H_i$ [m]	$m_i$ [T/(m/s <sup>2</sup> )]	$\delta_i$	$\Delta_i$ [m]	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i H_i$	$m_i \Delta_i^2$	$\Sigma m_i \Delta_i^2$	$\Sigma m_i \Delta_i$ %
5	19.0	4.51	1.000	0.229	1.03	19.61	0.236	1.03	15.8
4	15.5	9.02	0.866	0.198	1.79	27.69	0.354	2.82	43.1
3	12.0	10.13	0.709	0.162	1.64	19.73	0.267	4.46	68.3
2	8.5	10.35	0.530	0.121	1.25	10.66	0.152	5.72	87.5
1	5.0	10.90	0.328	0.075	0.82	4.09	0.061	6.53	100.0
$\Sigma$		44.90		0.79	6.53	81.77	1.07		

#### 2. Altura efectiva

$$H_e = \frac{\sum (m_i \Delta_i H_i)}{\sum (m_i \Delta_i)}$$

$$H_e = 81.77 / 6.53$$

$$H_e = 12.52 \text{ m}$$

### 3. Desplazamiento de diseño

$$\Delta_d = \frac{\sum (m_i \Delta_i^2)}{\sum m_i \Delta_i}$$

$$\Delta_d = 1.07/6.53$$

$$\Delta_d = 0.164\text{m}$$

### 4. Masa efectiva

$$Me = \frac{\sum (m_i \Delta_i)}{\Delta_d}$$

$$Me = \frac{6.53}{0.164} = 35.89$$

### 5. Factor de corrección de desplazamientos

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.00$$

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034(19.00) \leq 1.00$$

$$\omega_\theta = 1.09$$

$$\Delta_d = 0.164 \times 1.09 = 0.178\text{m}$$

#### 6.1.4 Desplazamiento de fluencia del sistema y ductilidad

Para se distribuye el  $V_{base}=100\text{ T}$  en la estructura, se toma la fila  $\sum m_i \Delta_i \%$

Nivel	%Vbase	Fuerza	Hi [m]
5	15.80	15.80	19.0
4	43.14	27.34	15.5
3	68.30	25.16	12.0
2	87.49	19.19	8.5
1	100.00	12.51	5.0
$\Sigma$		100.00	

Con esta distribución de fuerzas se calculan los cortantes y momentos en las vigas y columnas, a partir de ellos se obtiene el siguiente esquema

claros <b>2.00</b>			VIGA Lbj <b>4.50</b>			VIGA Lbj <b>6.30</b>					
Nivel	Fi	Vi	COLUMNA		COLUMNA	COLUMNA		Mv	Vij.hbij	Vij.Lbj	
5	<b>15.80</b>	15.80	Hi <b>3.50</b>	Vc 3.9 Mc 6.9	Vij 3.07 hij <b>0.70</b> $\Delta y$ 0.005 OK	Vc 7.9 Mc 13.8	Vij 2 hij <b>0.70</b> $\Delta y$ 0.007 OK	Vc 3.9 Mc 6.9	6.91	3.69	27.64
4	<b>27.34</b>	43.14			Vij 11.46 hij <b>0.70</b> $\Delta y$ 0.005 OK		Vij 8.19 hij <b>0.70</b> $\Delta y$ 0.007 OK		25.78	13.75	103.13
3	<b>25.16</b>	68.30	Hi <b>3.50</b>	Vc 17.1 Mc 29.9	Vij 21.67 hij <b>0.80</b> $\Delta y$ 0.004 OK	Vc 34.1 Mc 59.8	Vij 15.48 hij <b>0.80</b> $\Delta y$ 0.006 OK	Vc 17.1 Mc 29.9	48.75	29.72	195.02
2	<b>19.19</b>	87.49			Vij 30.29 hij <b>0.90</b> $\Delta y$ 0.004 OK		Vij 21.64 hij <b>0.90</b> $\Delta y$ 0.005 OK		68.16	46.74	272.63
1	<b>12.51</b>	100.00	Hi <b>5.00</b>	Vc 25.0 Mc 62.5	Vij 44.79 hij <b>0.90</b> $\Delta y$ 0.004 OK	Vc 50.0 Mc 125.0	Vij 31.99 hij <b>0.90</b> $\Delta y$ 0.005 OK	Vc 25.0 Mc 62.5	100.78	69.10	403.11

Figura 6.1 Esquema de cortantes y momentos en vigas y columnas de edificio de apartamentos

$$\sum V_{ij} x L_{bj} = 1001.5$$

$$\sum V_{ij} x h_{bj} = 163.00$$

$$\left(\frac{L_b}{h_b}\right)_{eq} = \frac{\sum V_{ij} x L_{bj}}{\sum V_{ij} x h_{bj}} = 1001.5/163.00 = 6.14$$

Considerando la deformación de fluencia del acero ASTM A615 grado 60 como:

$$\varepsilon_y = 1.1 \times 0.0021 = 0.00231$$

$$\theta_{ye} = 0.5 \varepsilon_y (L_b / h_b)_{eq} = 0.05 \times 0.0023 \times (6.14) = 0.0071$$

$$\Delta_{ye} = \theta_{ye} x H_e = 0.0071 x 12.52 = 0.0888m$$

Se obtiene la ductilidad del marco como:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.178}{0.0888} = 2.00$$

### 6.1.5 Amortiguamiento viscoso equivalente.

Con la ductilidad del Sistema, calculamos el amortiguamiento viscoso equivalente

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \left( \frac{\mu-1}{\mu \cdot \pi} \right)$$

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \left( \frac{2.00-1}{2.00 \cdot \pi} \right) = 0.140$$

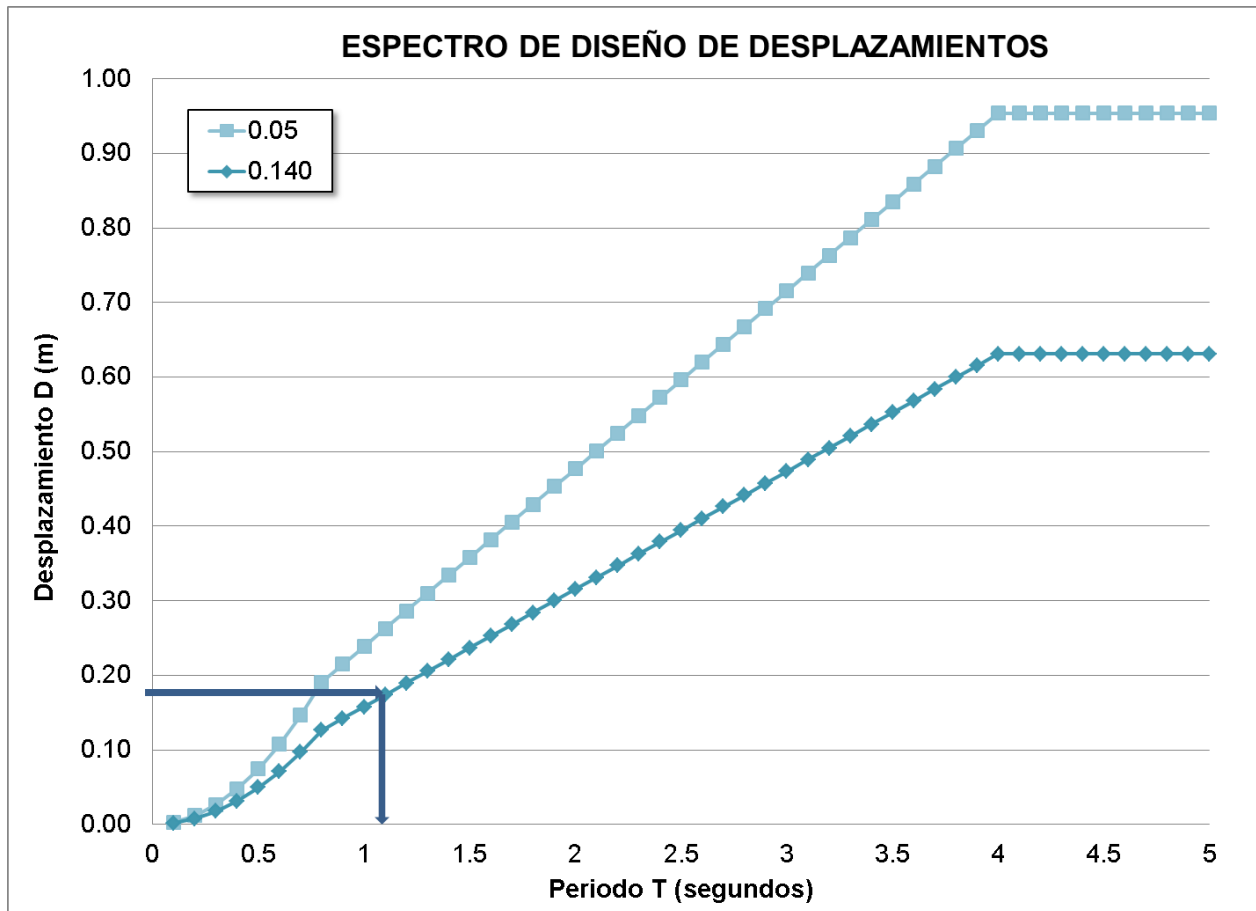
Factor de corrección del espectro de desplazamientos, según la ecuación:

$$R_\varepsilon = \frac{Sd_\varepsilon}{Sd_5} = (0.07 / (0.02 + \varepsilon))^{0.5}$$

$$R_\varepsilon = \left( \frac{0.07}{0.02 + 0.140} \right)^{0.5} = 0.661$$

### 6.1.6 Periodo efectivo

Graficamos el espectro de desplazamiento y para un desplazamiento  $\Delta_d=0.178$ , obtenemos un  $T=1.08$  segundos, realizando la corrección, ver gráfica:



### 6.1.7 Rigidez efectiva mínima

$$K_e = 4\pi^2 \left( \frac{M_e}{T_e^2} \right)$$

$$K_e = 4\pi^2 \left( \frac{35.85}{1.08^2} \right) \quad K_e = 1,350 \text{ T/m}$$

### 6.1.8 Cálculo de cortante basal

$$V_d = K_e \Delta_d, \quad V_d = V_{\text{base}} = K_e \Delta_d = 1,350 \text{ T/m} \times 0.178 \text{ m} = 240 \text{ T}$$

Al dividir entre el factor  $\Omega_o$  tenemos:

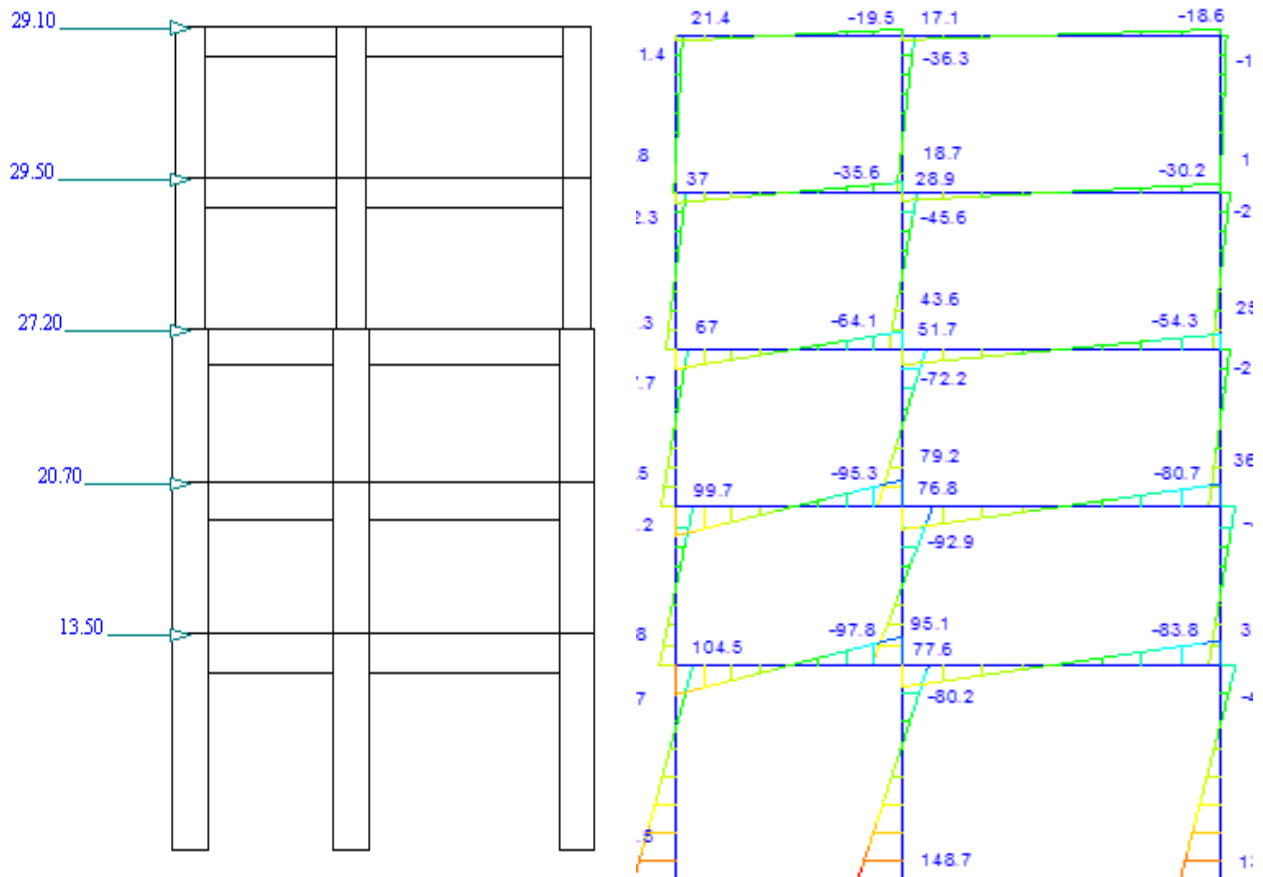
$$\frac{V_d}{\Omega_o} = \frac{240}{2.00} = 120.$$

### 6.1.9 Distribución de fuerza lateral entre los elementos de la estructura y en altura.

Utilizando la expresión para la fuerza lateral se obtiene lo siguiente:

$$F_i = \frac{V_{base}(m_i \Delta_i)}{\sum(m_i \Delta_i)}$$

Nivel i	Altura m	$m_i \Delta_i$	$F_i$ kN	$V_{si}$ kN
5	19.0	1.03	29.1	29.1
4	15.5	1.79	29.5	58.6
3	12.0	1.64	27.2	85.8
2	8.5	1.25	20.7	106.5
1	5.0	0.82	13.5	120.0
	Total	6.5	120.0	

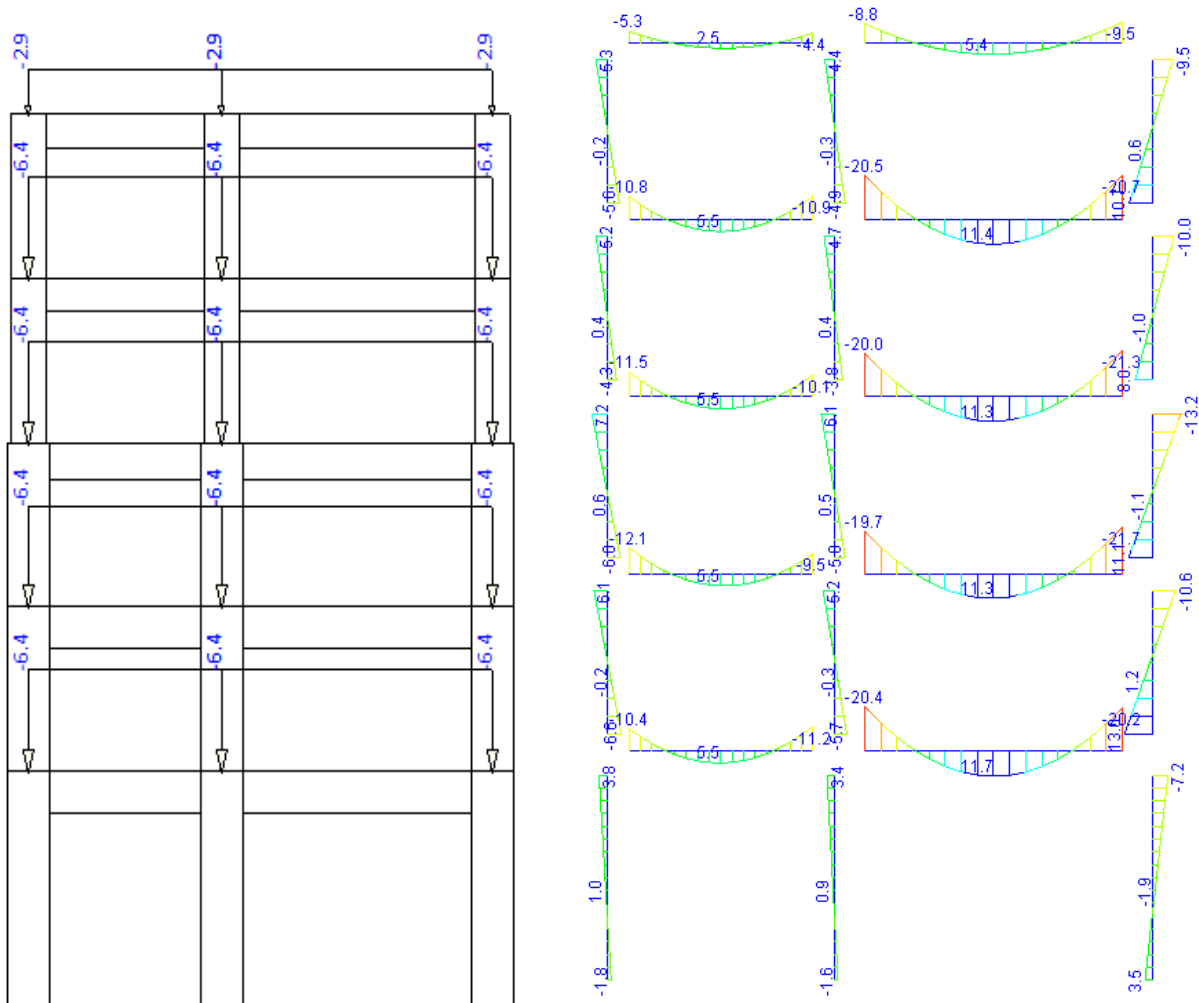


### 6.1.10 Diseño por capacidad de los elementos de la estructura.

Se realiza una capacidad del marco con las siguientes condiciones de carga

- **Carga muerta 1.0D**

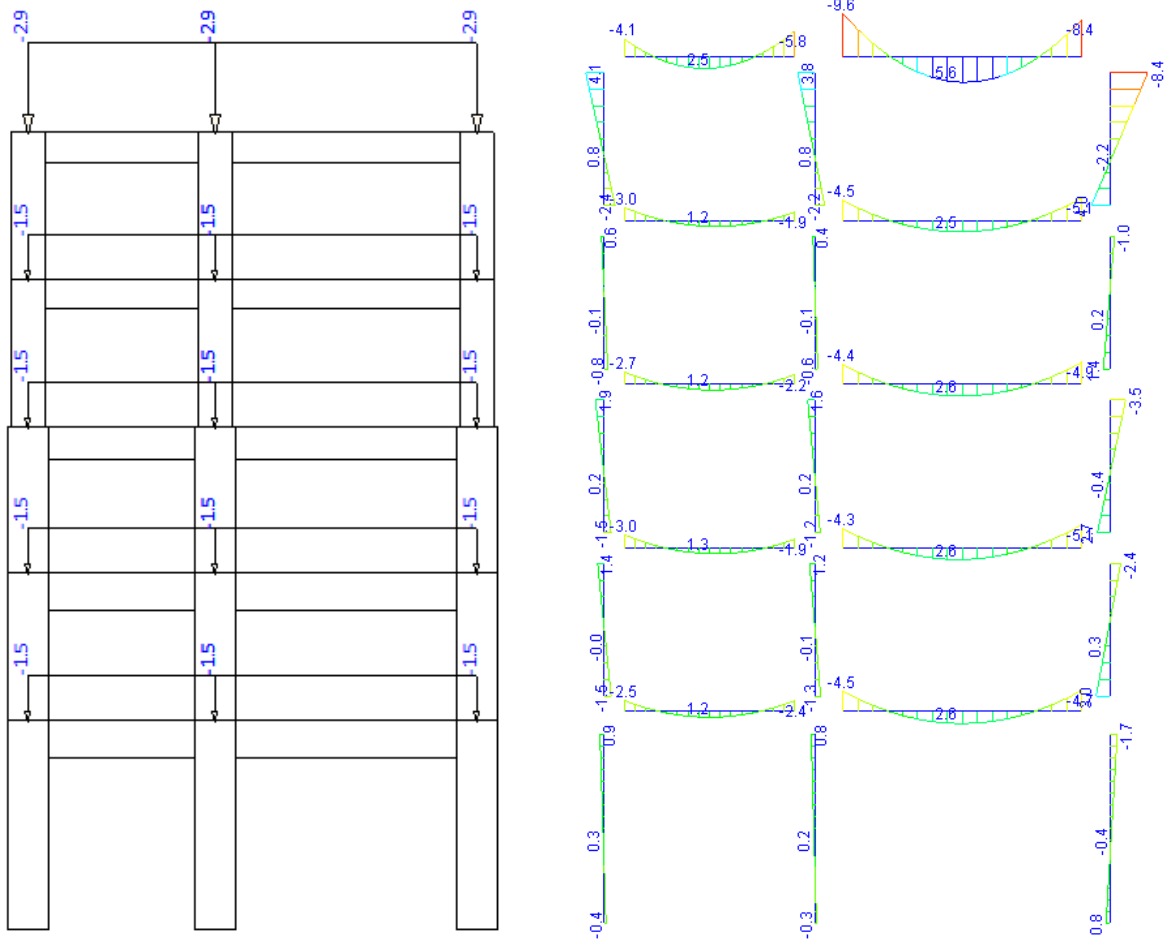
Esto considera el peso propio de la estructura que está compuesto por el peso de columnas, vigas, losas y paredes.





- **Carga Viva 1.0L**

Considerando las cargas vivas dadas se obtienen los siguientes esquemas:



Luego realizamos las combinaciones de cargas dadas por el ASCE-7-10, capítulo 2 por factores de resistencia LRFD, las combinaciones consideradas son las siguientes:

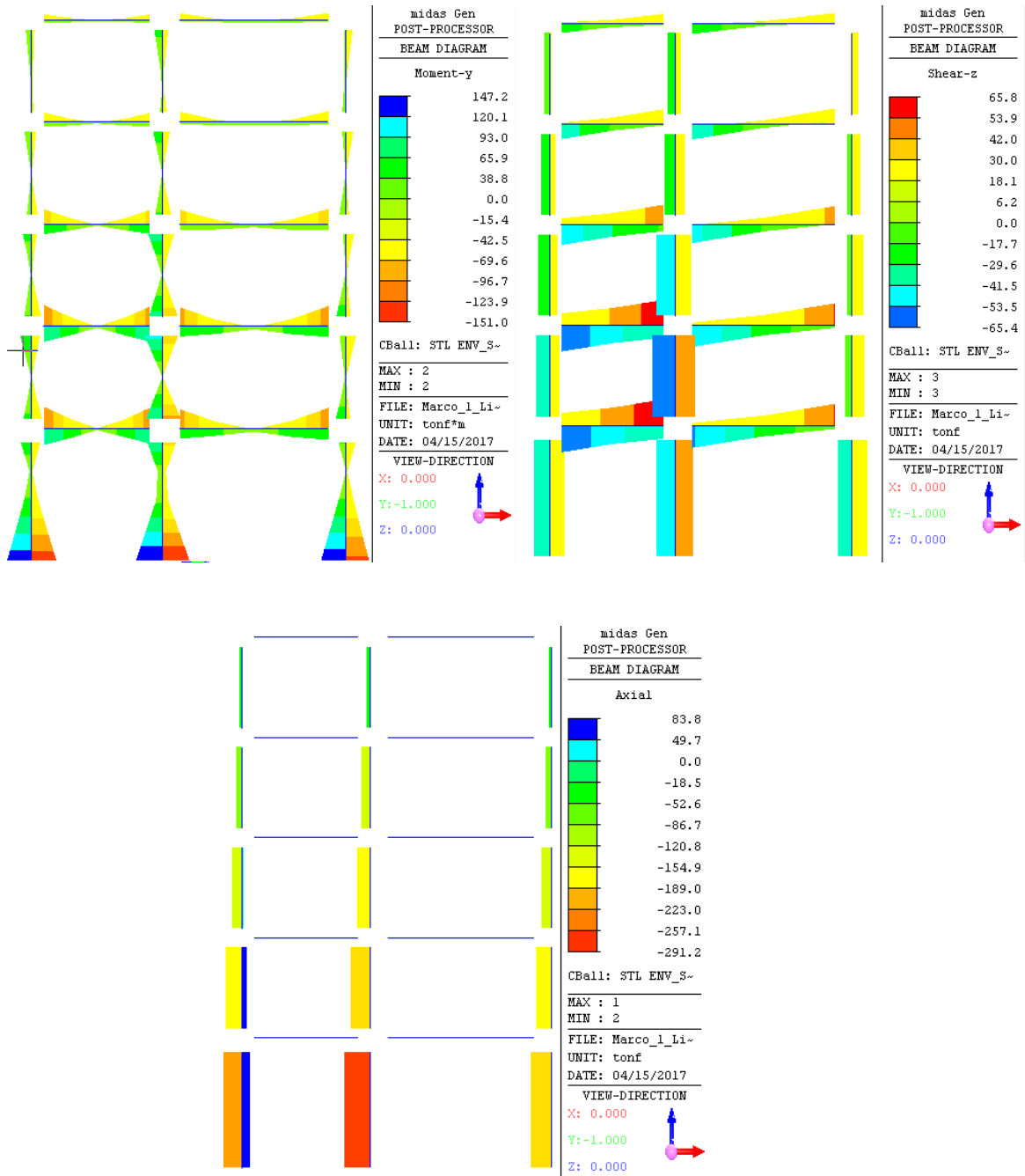
1.4 D

1.2 D + 1.6L

1.2 D + 1.0 E + 0.5 L

0.90 D + 1.0 E

- Con las combinaciones de carga se obtiene el siguiente diagrama de envolventes de momentos, cortantes y fuerza axial para cada uno de las acciones.



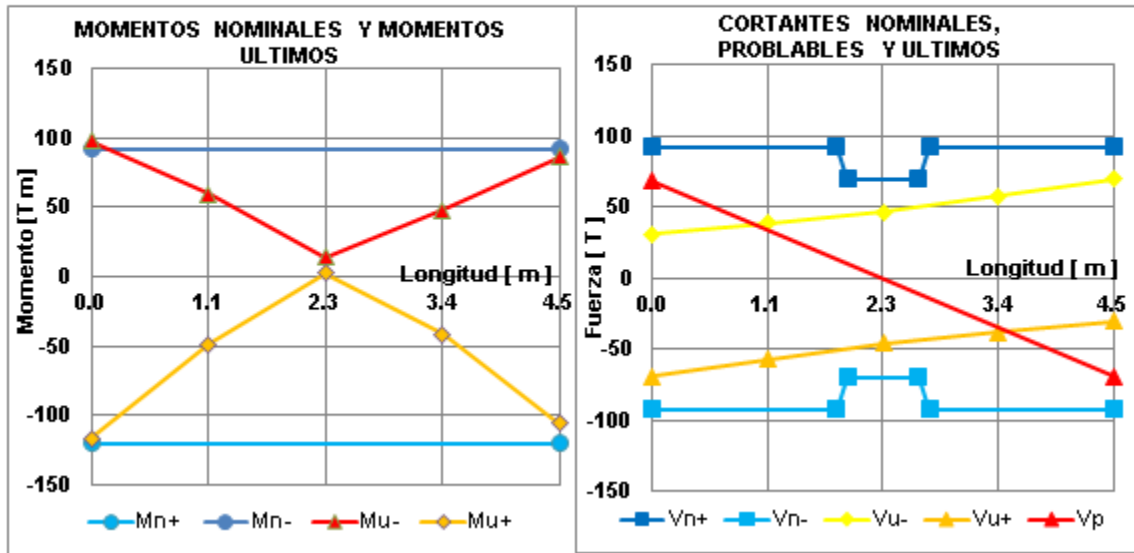
Para el diseño de las vigas de concreto se realiza con ayuda de dos gráficas, estas son:

- El diseño por flexión se realiza con las dimensiones y acero de refuerzo longitudinal de vigas, se grafican los Momentos Nominales ( $M_n+$ ,  $M_n-$ ) y se grafican los Momentos máximos a lo largo de cada viga ( $M_u+$ ,  $M_u-$ ).

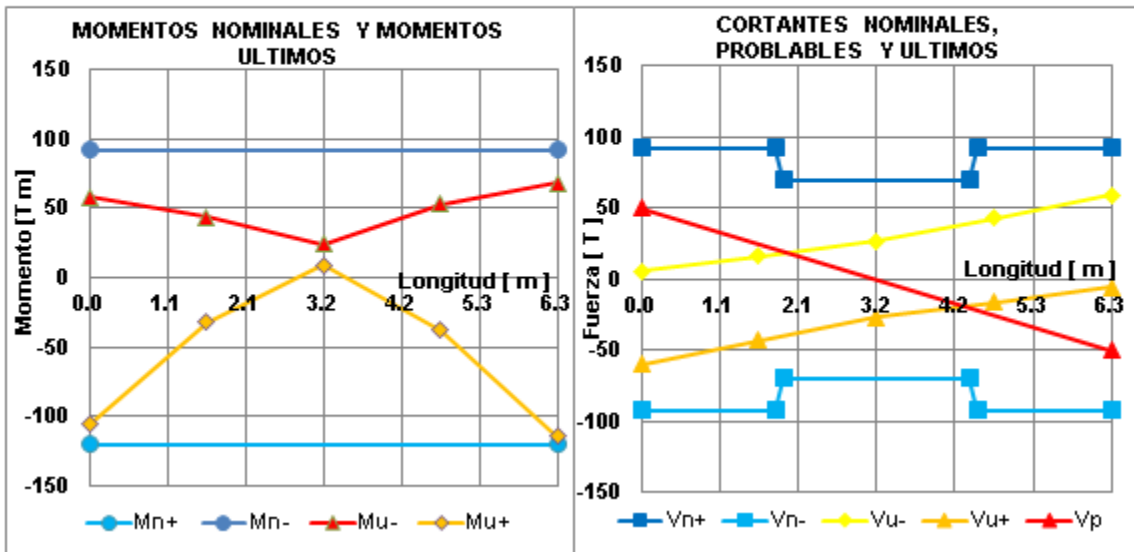
2. En el caso de diseño por corte de las vigas de concreto, con las dimensiones y diámetro de estribos con separación propuesta se grafica los cortantes nominales ( $V_n$ +  $V_n$ -) y los cortantes máximos obtenida de las diferentes combinaciones de carga ( $V_u$ +  $V_u$ -) Se considera el cortante probable ( $V_p$ ) que se obtiene al considerar el momento plástico en los extremos de las vigas y la carga muerta.

**Vigas 45x90**

Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy1	45 cm	Superior 8 # 8 Inferior 6 # 8	Extremos 2H 2 # 4 @ 10 cm Al centro 2 # 4 @ 15 cm

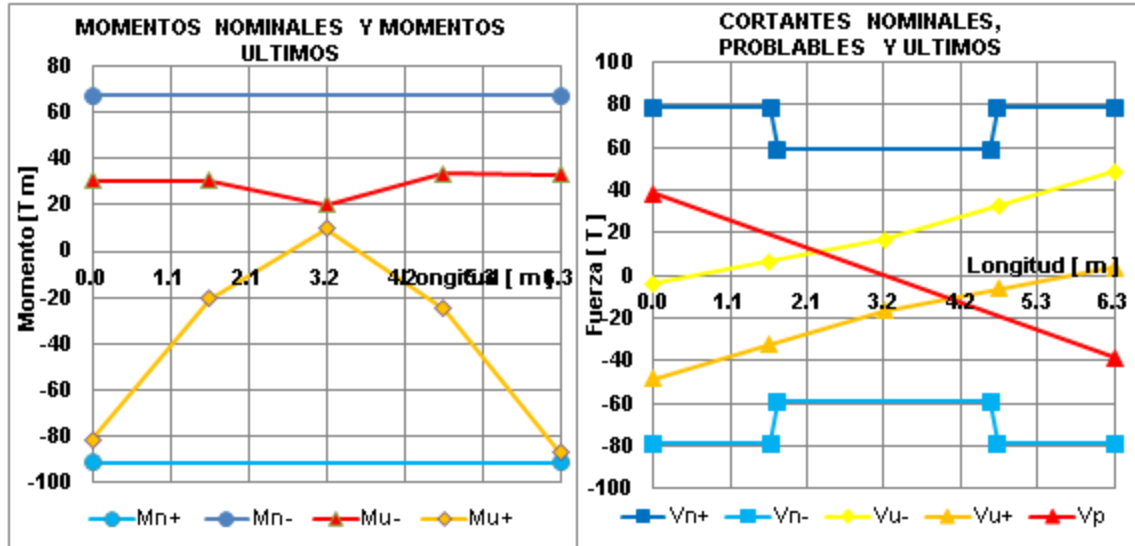


Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy1	45 cm	Superior 8 # 8 Inferior 6 # 8	Extremos 2H 2 # 4 @ 10 cm Al centro 2 # 4 @ 15 cm

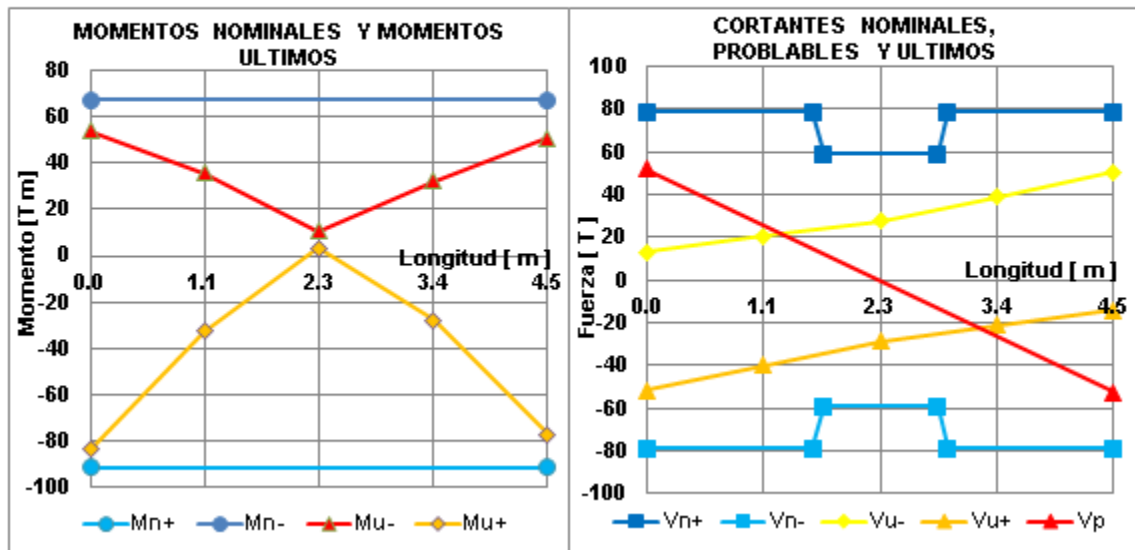


## Viga 40x80

Nombre	Base	Peralte	Ref longitudinal			Ref. Transversal		
Vy2	40 cm	80 cm	Superior	7 #	8	Extremos 2H	2 #	4 @ 10 cm
			Inferior	5 #	8	Al centro	2 #	4 @ 15 cm

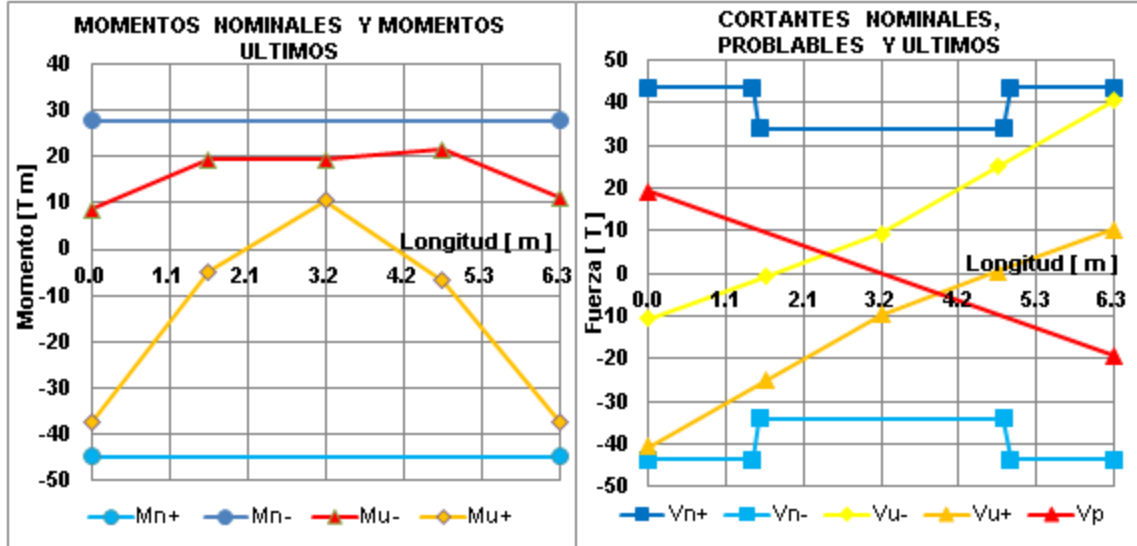


Nombre	Base	Peralte	Ref longitudinal			Ref. Transversal		
Vy2	40 cm	80 cm	Superior	7 #	8	Extremos 2H	2 #	4 @ 10 cm
			Inferior	5 #	8	Al centro	2 #	4 @ 15 cm

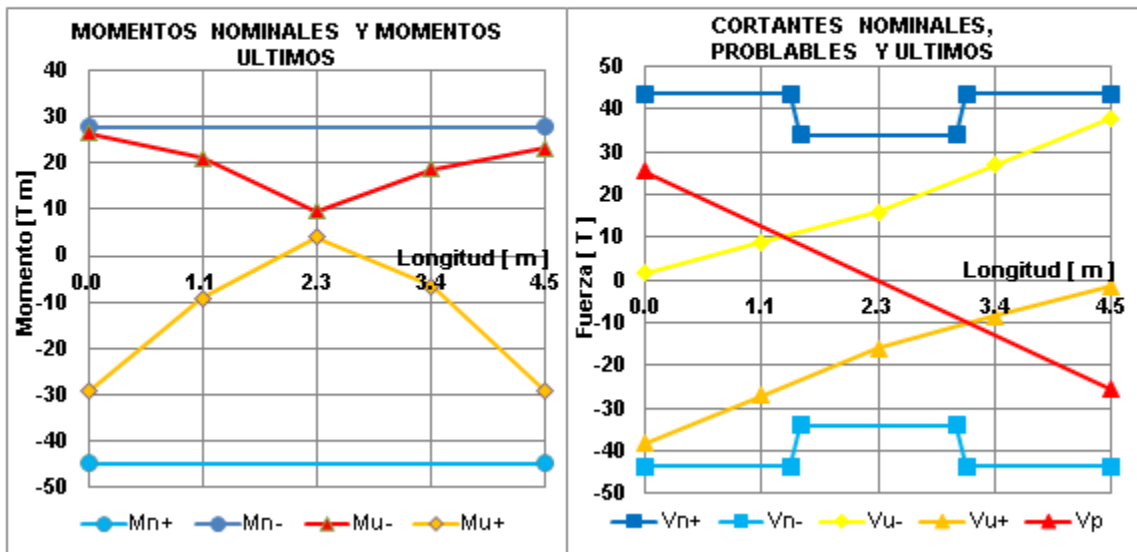


### Viga 35x70

Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy3	35 cm	Superior 5 # 7 Inferior 3 # 7	Extremos 2H 2 # 3 @ 10 cm Al centro 2 # 3 @ 15 cm



Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy3	35 cm	Superior 5 # 7 Inferior 3 # 7	Extremos 2H 2 # 3 @ 10 cm Al centro 2 # 3 @ 15 cm

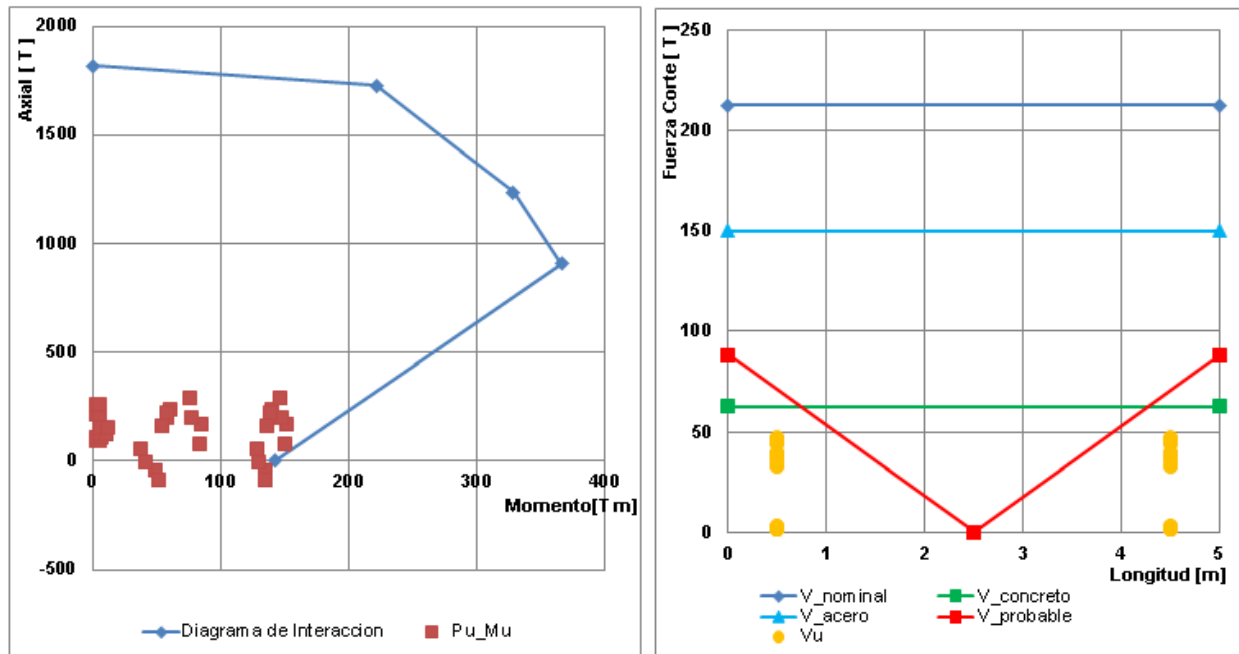


Para el diseño de columnas se realiza con las siguientes dos graficas que son:

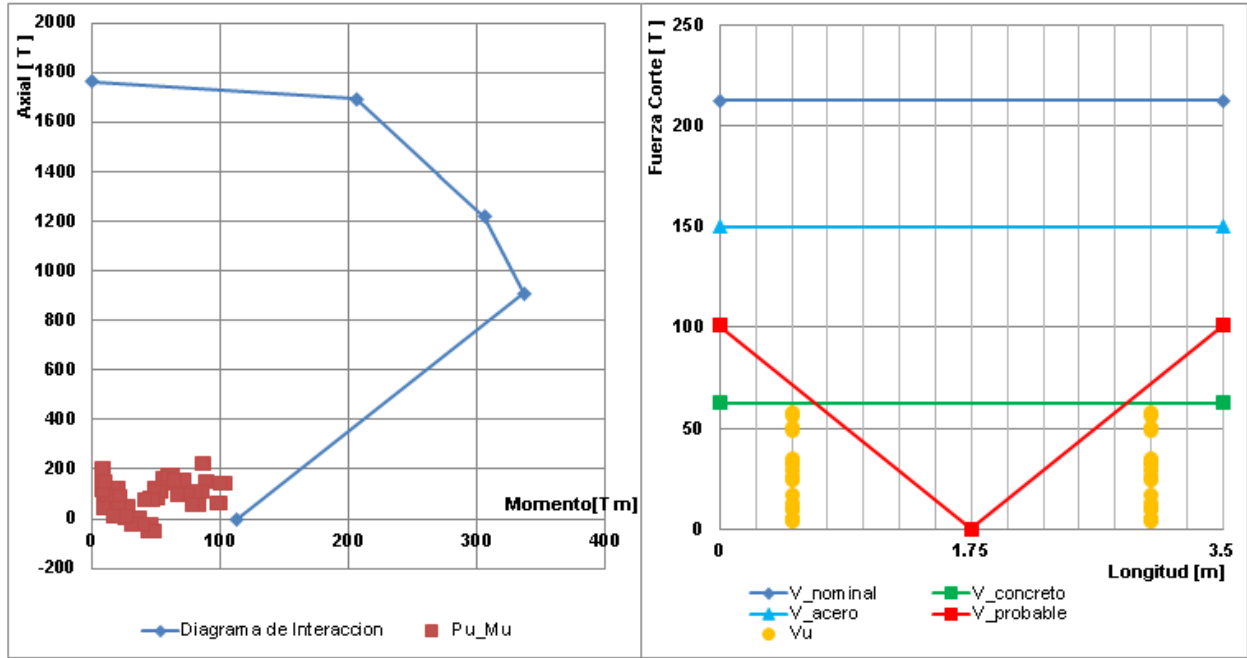
1. Diagrama de Interacción para cada columna: Con las dimensiones y acero de refuerzo longitudinal, se construye el diagrama de interacción, de la columna en la que se muestra la capacidad de la columna. Además se grafican los puntos correspondiente a la Fuerza Axial  $P_u$  y Momento Flexión  $M_u$  de la columna para cada una de las combinaciones de cargas.
2. Para la el diseño por corte de columnas, con las dimensiones de la sección, diámetro y separación de estribos, se calcular el cortante nominal del concreto armado ( $V_n = V_s + V_c$ ), se grafica los cortantes nominal ( $V_n$ ) y los cortantes máximos obtenida de las diferentes combinaciones de carga ( $V_u$ ). Se considera el cortante probable ( $V_p$ ) que se obtiene al considerar el momento plástico en los extremos de las columnas.

### Columna C1

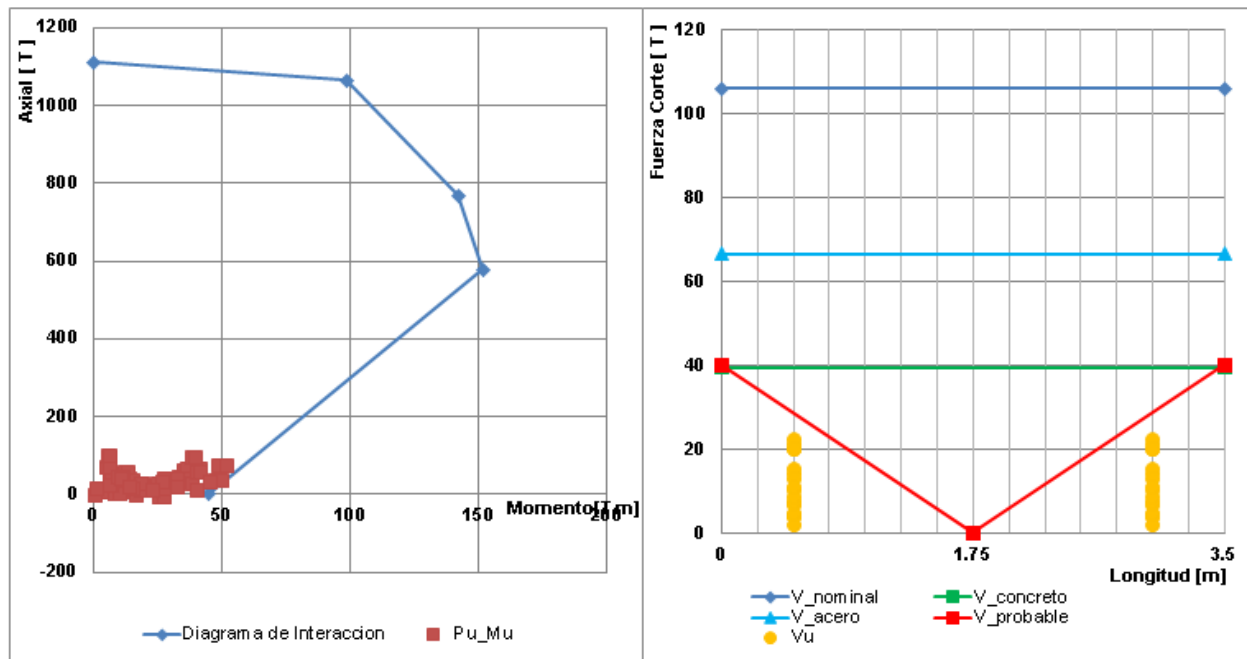
Nombre	A	B	Ref longitudinal	Ref. Transversal
C1	100	100	22 # 8	4 # 4 @ 10 cm



Nombre	A	B	Ref longitudinal	Ref. Transversal
C2	100	100	18 # 8	4 # 4 @ 10 cm



Nombre	A	B	Ref longitudinal	Ref. Transversal
C3	80	80	10 # 8	4 # 4 @ 10 cm



Como último paso de diseño sísmico, se da con las dimensiones y armado de las vigas y columnas definidas, se procede a la revisión del nudo viga-columna, con los siguientes dos criterios:

1. Columna-fuerte y viga débil: Se revisa que la suma de los momentos a flexión de la columna ( $\sum M_{nc}$ ) sea mayor que 6/5 la sumatoria de los momentos de las vigas ( $\sum M_{nb}$ ).
2. Resistencia del nudo por corte: La formación de rotula plastia en los extremos de las vigas resultan en un significativo aumento de fuerza cortante en las uniones viga-columna. Por lo que es necesario calcular las fuerzas internas actuando en la unión, asumiendo que el acero de refuerzo de la viga desarrolla un esfuerzo de 1.25fy (Fuerzas T y C). Mientras la capacidad a corte de la unión viga-columna ( $V_n$ ). Depende del confinamiento del nudo, adonde el más desfavorable es  $V_n \leq 12\sqrt{f'c} A_j$ .

Estas revisiones se realizan en los nudos más desfavorables que son:

**Nudo 1**

Dir\_X global

Col	C1
H	3.50 m
Mn	177 Tm
Vp	101 T

Viga	Vy1
L	6.30 m
Mn-	164 Tm
Mn+	126.2 Tm

**Revision Col Fuerte-Viga Debil**

$$\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$$

Sideway to right	
$\sum M_{nc}$	354 Tm
$\sum 6/5 M_{nb}$	348 Tm
Cumple	OK
Sideway to left	
$\sum M_{nc}$	354 Tm
$\sum 6/5 M_{nb}$	348 Tm
Cumple	OK

Viga	Vy1
L	4.50 m
Mn-	164 Tm
Mn+	126.2 Tm

Col	C1
H	5.00 m
Mn	177 Tm
Vp	71 T

ELEVACION DE NUDO

**Revision Union Viga-Columna por corte**

Resistencia	Condicion	3
1	Nudo confinado 4 caras	
2	Nudo confinado 3 o 2 caras opuestas	
3	Otra condicion	x 27.5 cm
	b+2x	100 cm
	bef	100 cm
	Aj	10000 cm2
	b+h	200 cm
	h	100 cm
	Vn	402 T

Acciones por rotulas	Sideway Right	Sideway Right
Ve	101 T	Ve 101.1 T
C1	159.6 T	T1 213 T
T2	213 T	C2 160 T
Vj	271 T	Vj 271 T
Cumple	OK	Cumple OK



**Nudo 2**

Dir\_X global

Col **C1**  
 H 3.50 m  
 Mn 177 Tm  
 Vp 101 T

Viga **Vy1**  
 L 6.30 m  
 Mn- 164 Tm  
 Mn+ 126.2 Tm

**Revision Col Fuerte-Viga Debil**

$$\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$$

Sideway to right  
 ΣMnc 354 Tm  
 Σ6/5Mnb 348 Tm  
 Cumple **OK**

Sideway to left  
 ΣMnc 354 Tm  
 Σ6/5Mnb 348 Tm  
 Cumple **OK**

Viga **Vy1**  
 L 4.50 m  
 Mn- 164 Tm  
 Mn+ 126.2 Tm

Col **C1**  
 H 3.50 m  
 Mn 177 Tm  
 Vp 101 T

ELEVACION DE NUDO

**Revision Union Viga-Columna por corte**

Resistencia

Condicion	3
1 Nudo confinado 4 caras	
2 Nudo confinado 3 o 2 caras opuestas	
3 Otra condicion	x 27.5 cm
b+2x	100 cm
bef	100 cm
Aj	10000 cm2

Acciones por rotulas

Sidesway Right		Sidesway Right	
Ve	101 T	Ve	101.1 T
C1	159.6 T	T1	213 T
T2	213 T	C2	160 T
Vj	271 T	Vj	271 T
Cumple	<b>OK</b>	Cumple	<b>OK</b>

**Nudo 3**

Dir\_X global

Col **C3**  
 H 3.50 m  
 Mn 85 Tm  
 Vp 49 T

Viga **Vy2**  
 L 6.30 m  
 Mn- 125.1 Tm  
 Mn+ 92.32 Tm

**Revision Col Fuerte-Viga Debil**

$$\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$$

Sideway to right  
 ΣMnc 262 Tm  
 Σ6/5Mnb 261 Tm  
 Cumple **OK**

Sideway to left  
 ΣMnc 262 Tm  
 Σ6/5Mnb 261 Tm  
 Cumple **OK**

Viga **Vy2**  
 L 4.50 m  
 Mn- 125.1 Tm  
 Mn+ 92.32 Tm

Col **C1**  
 H 3.50 m  
 Mn 177 Tm  
 Vp 101 T

ELEVACION DE NUDO

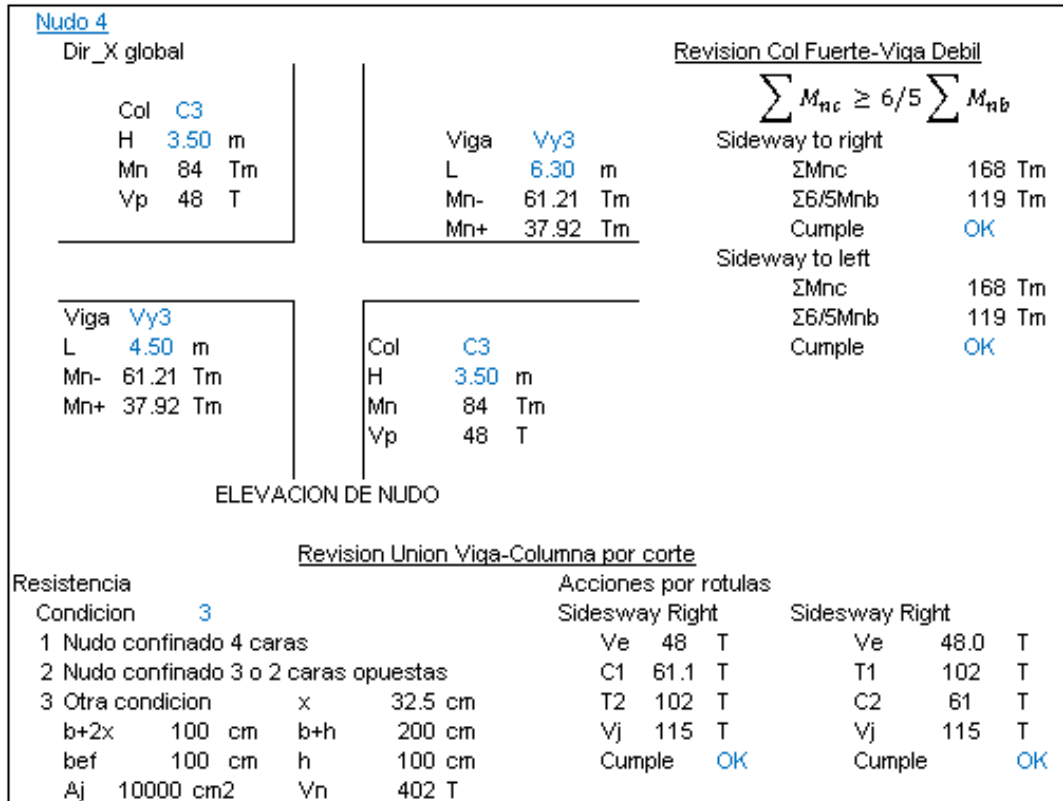
**Revision Union Viga-Columna por corte**

Resistencia

Condicion	3
1 Nudo confinado 4 caras	
2 Nudo confinado 3 o 2 caras opuestas	
3 Otra condicion	x 30 cm
b+2x	100 cm
bef	100 cm
Aj	10000 cm2

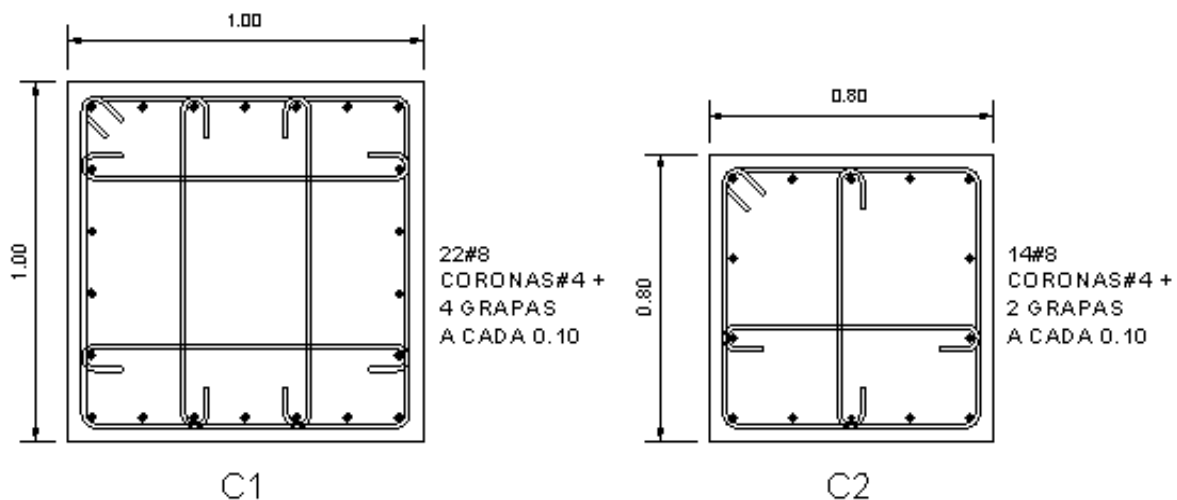
Acciones por rotulas

Sidesway Right		Sidesway Right	
Ve	49 T	Ve	48.6 T
C1	133 T	T1	186 T
T2	186 T	C2	133 T
Vj	271 T	Vj	271 T
Cumple	<b>OK</b>	Cumple	<b>OK</b>

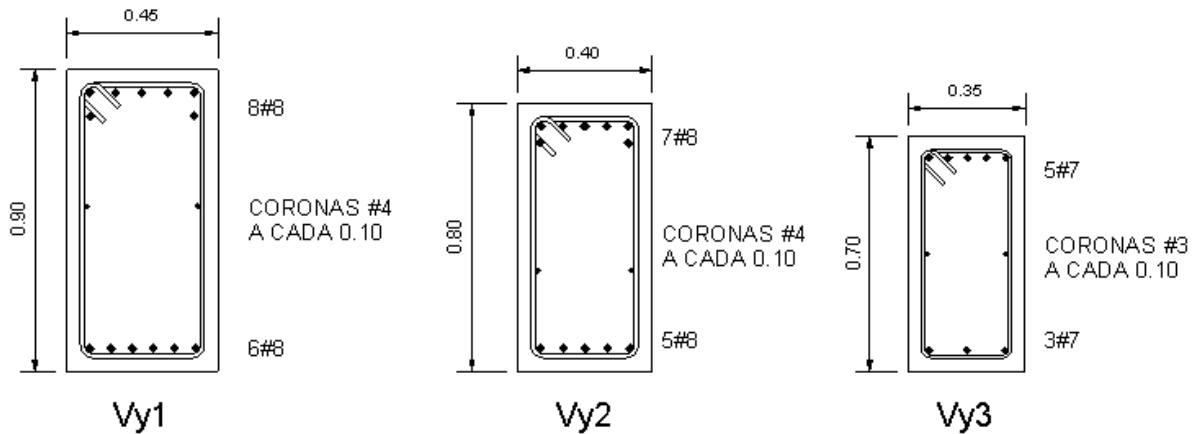


Con la revisión de los elementos, obtenemos los siguientes detalles:

Columnas de concreto



## Vigas de concreto



### 6.1.11 Análisis Pushover de Marco

El análisis se realizó con base el procedimiento dado en ASCE-41-13 que se define a continuación:

- Aumentando la resistencia de los materiales: el concreto con un factor de  $1.5f'_c$  y el acero  $1.25 f_y$
- Disminuyendo la rigidez de los elementos por los siguientes factores:  $0.3 E I$  para vigas y  $0.3 E I$  para columnas.
- Considera las cargas de gravedad  $1.0D + 0.25L$

Al realizar el análisis *pushover* con el software MIDAS GEN se obtiene la siguiente gráfica:

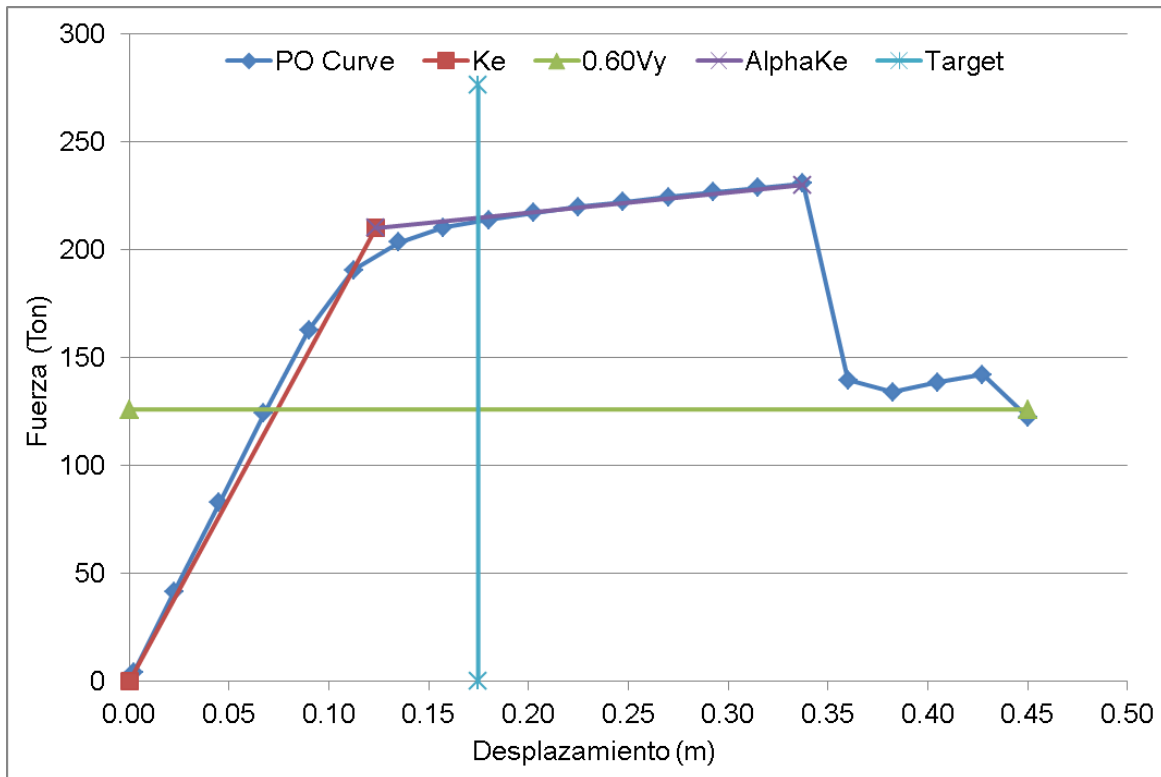


Figura 6.2 Curva idealizada fuerza-desplazamiento del ejemplo de edificio de apartamentos

### Parámetros

$K_i$ =	1,840.73	T/m			$T_i$ =	0.63	seg
MPF=	0.82		(Mass Participation Factor)		$T_e$ =	0.66	seg
Masa total=	31.60	Ton	(Masa Total)		$C_o$ =	1.40	
D max=	0.45	m			$S_a$ =	1.21	g
$K_e$ =	1,700.00	T/m	0.92	$K_i$	$R$ =	0.15	
$V_y$ =	210.00	Ton			$C_1$ =	0.967	
$V_d$ =	230.00	Ton			$C_2$ =	1.002	
$\Delta_d$ =	0.34	m			$\delta t$ =	17.48	cm
$\alpha_1 K_e$ =	93.47	T/m					
$\alpha_1$ =	0.05						

Al analizar el estado de las rótulas plásticas para cada uno de los elementos en el momento del punto de desempeño, se puede observar que todas las rótulas se encuentran en el límite de definido para el de seguridad de la vida (Life safety).

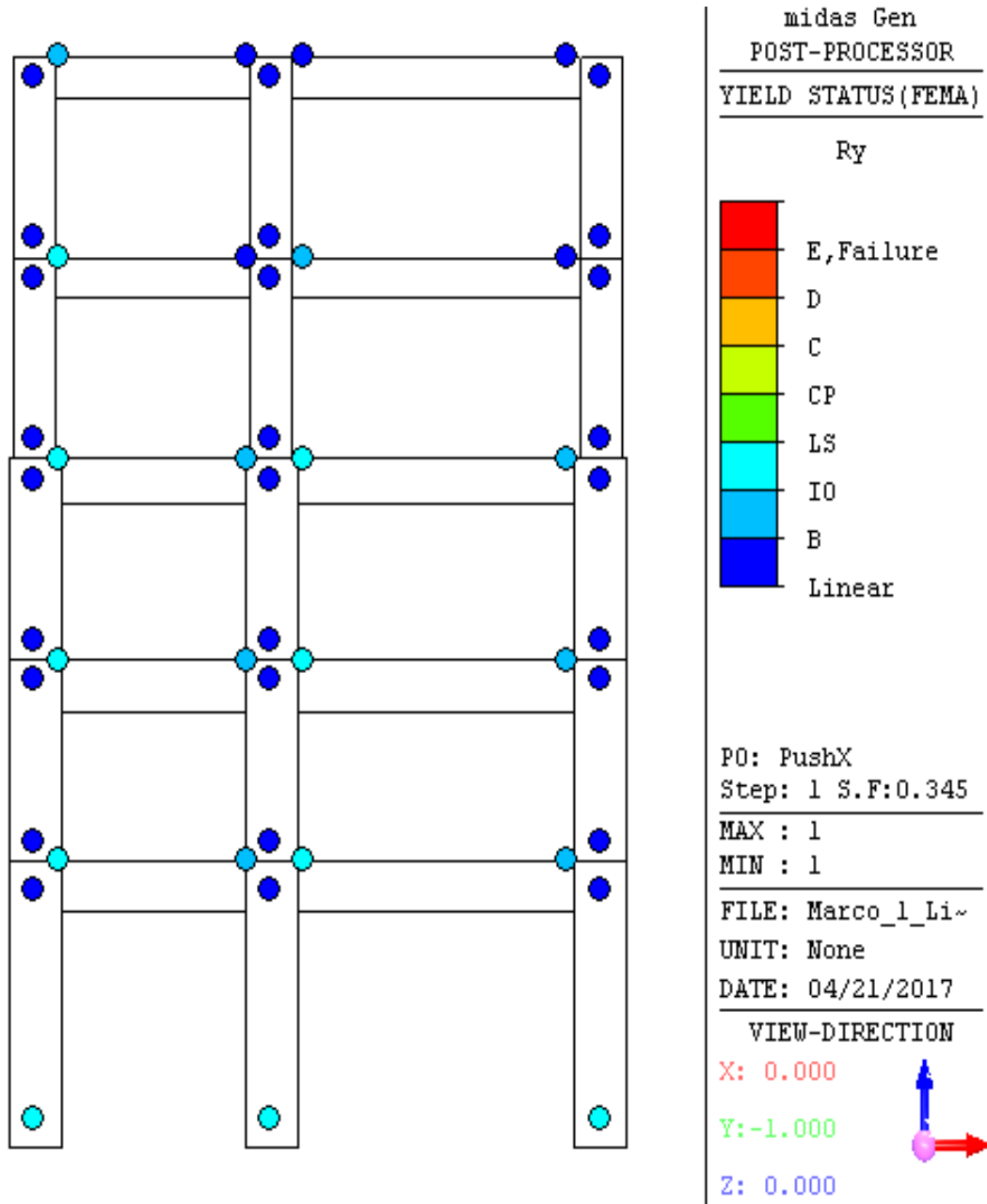
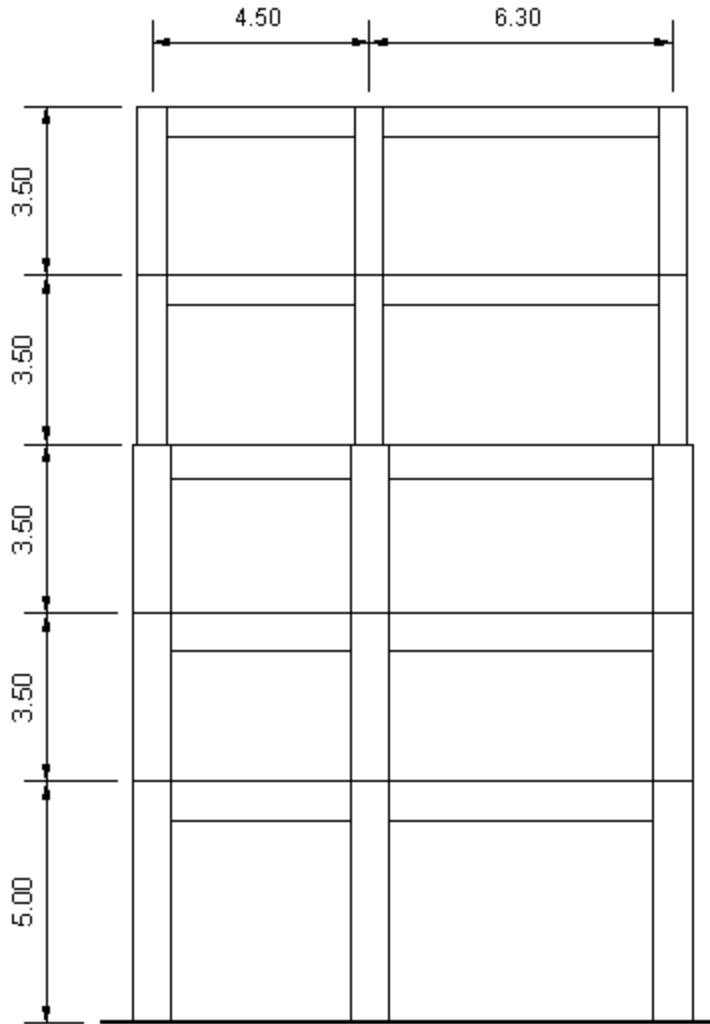


Figura 6.3 Estado de rótulas plásticas en edificio de apartamentos

A partir de lo anterior se puede concluir que el diseño es satisfactorio, esto porque cumple con el objetivo de desempeño que se busca para este tipo de edificación.

## 6.2 Edificio de Hospital

Para este ejemplo se utilizará la misma estructuración del edificio anterior y se cambiará su uso, con los datos siguientes:



### Uso

Edificio de Hospital

### Parámetros según norma técnica

- Suelo tipo S3.
- Zona Sísmica 1,  $A=0.40g$ .
- Factor de Importancia  $I=1.50$
- Categoría de ocupación I.

### Cargas muerta

- Carga muerta losa =  $0.40 \text{ T/m}^2$
- Carga muerta paredes =  $0.70 \text{ T/m}^2$

### Cargas vivas según ASCE 7-10

- $W_{\text{viva}}$  habitación =  $0.25 \text{ T/m}^2$
- $W_{\text{viva}}$  azotea =  $0.50 \text{ T/m}^2$

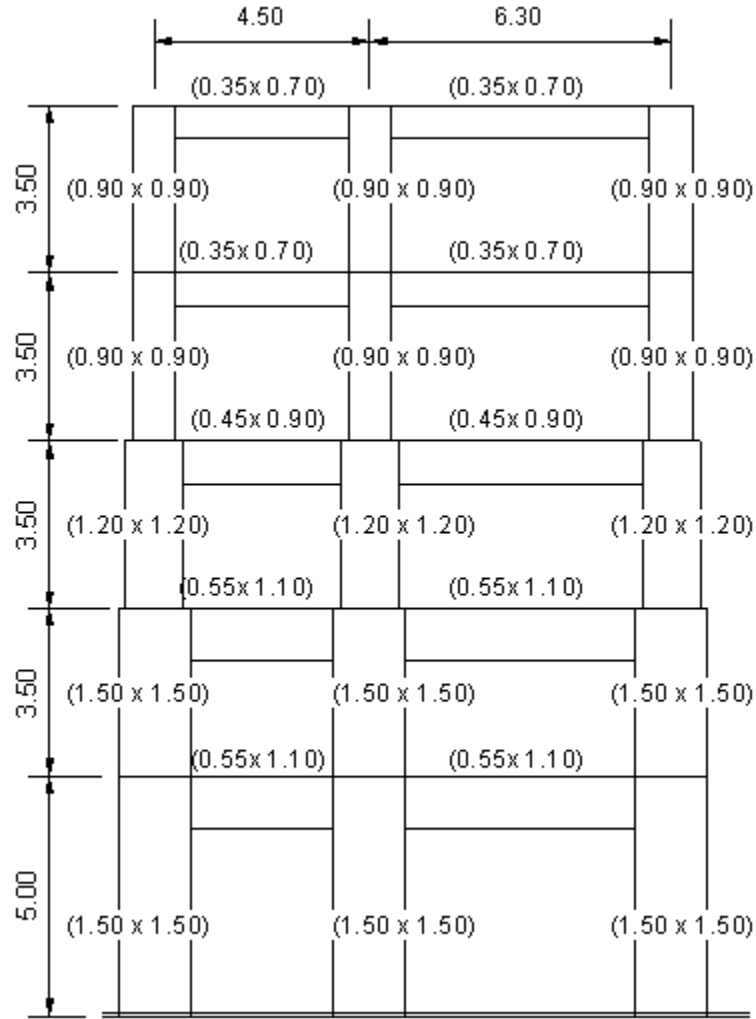
### Resistencia de los materiales

- Concreto  $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero ASTM A615 grado 60 con un  $f_y= 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Por ser de uso especial y tener más de 4 niveles se tomará la deriva máxima 1.00% para la amenaza de 2% en 50 años, Valor admisible de la deriva de entrepiso  $\Delta_a=0.01$ . Esta restricción en la deriva corresponde a un objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata, al finalizar el diseño se realizará un análisis *pushover* con el propósito de corroborar que se cumple con este objetivo.

### 6.2.1 Predimensionamiento de marco

Como primer paso se realiza un predimensionamiento con el que se definen las medidas de todos los elementos que componen la estructura, a partir de ello se puede obtener las cargas muertas y la masa de la estructura como se muestra a continuación:



### 6.2.2 Cálculo de cargas por propio

Peso de vigas por nivel

Nivel	Elemento	Base [m]	Peralte [m]	Longitud [m]	Peso [T]
5	V3	0.35	0.70	10.3	6.06
4	V3	0.35	0.70	10.3	6.06
3	V2	0.45	0.90	10.3	10.01
2	V1	0.55	1.10	10.3	14.96
1	V1	0.55	1.10	10.3	14.96

Peso de Columnas por nivel

Nivel	Elemento	Ancho [m]	Largo [m]	Altura [m]	Cantidad [#]	Peso [T]
5	C2	0.90	0.90	1.75	3	10.21
4	C2	0.90	0.90	3.50	3	20.41
3	C1	1.20	1.20	3.50	3	36.29
2	C1	1.50	1.50	3.50	3	56.70
1	C1	1.50	1.50	4.25	3	68.85

Peso de losas y paredes por nivel

Nivel	Ancho tributario [m]	Longitud [m]	W losa [T/m <sup>2</sup> ]	W pared [T/m <sup>2</sup> ]	Peso [T]	W [T/m]
5	5.85	10.3	0.40	0.10	30.13	2.93
4	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44
3	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44
2	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44
1	5.85	10.3	0.40	0.70	66.28	6.44

Cálculo de peso y masa por nivel

Nivel	Peso [T]	Masa [T/(m/s <sup>2</sup> )]
5	46.39	4.73
4	92.75	9.45
3	112.58	11.48
2	137.94	14.06
1	150.09	15.30

Carga viva por nivel

Nivel	Ancho tributario [m]	W viva [T/m <sup>2</sup> ]	W [T/m]
5	5.85	0.50	2.93
4	5.85	0.25	1.46
3	5.85	0.25	1.46
2	5.85	0.25	1.46
1	5.85	0.25	1.46



### 6.2.3 Desplazamiento de diseño

#### 1. Perfil de desplazamientos

Normalizamos con el desplazamiento crítico, que en este caso se da en el primer nivel, por tener una altura de entrepiso mayor a los demás niveles. Por lo que tenemos.

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1}$$

$\Delta_1 = 0.01 \times 5.00 = 0.05$  El desplazamiento más crítico.

$\delta_1 = 4/3 \times (5.00/19.00) \times (1 - 5.00/(4 \times 19.00)) = 0.327$

$\Delta_i = 0.05/0.327 \delta_i = 0.153 \delta_i$

Se genera el siguiente cuadro auxiliar para encontrar la Altura Efectiva  $H_e$ , Desplazamiento de Diseño  $\Delta_d$  y Masa efectiva  $M_e$ .

Nivel	Hi [m]	mi[T/(m/s <sup>2</sup> )]	$\delta_i$	$\Delta_i$ [m]	mi. $\Delta_i$	mi. $\Delta_i$ .Hi	mi. $\Delta_i^2$	$\Sigma$ mi. $\Delta_i^2$	$\Sigma$ mi. $\Delta_i$ %
5	19.0	4.73	1.000	0.153	0.72	13.70	0.110	0.72	14.1
4	15.5	9.45	0.866	0.132	1.25	19.36	0.165	1.97	38.5
3	12.0	11.48	0.709	0.108	1.24	14.90	0.134	3.21	62.8
2	8.5	14.06	0.530	0.081	1.14	9.66	0.092	4.35	85.0
1	5.0	15.30	0.328	0.050	0.76	3.82	0.038	5.11	100.0
$\Sigma$		55.02		0.52	5.11	61.44	0.54		

#### 2. Altura efectiva

$$H_e = \frac{\sum (m_i \Delta_i H_i)}{\sum (m_i \Delta_i)}$$

$H_e = 61.44/5.11$

$H_e = 12.02m$

#### 3. Desplazamiento de diseño

$$\Delta_d = \frac{\sum (m_i \Delta_i^2)}{\sum m_i \Delta_i}$$

$\Delta_d = 0.54/5.11$

$\Delta_d = 0.105m$

#### 4. Masa efectiva

$$M_e = \sum (m_i \Delta_i) / \Delta_d$$

$$M_e = \frac{5.11}{0.105} = 48.47$$

#### 5. Factor de corrección de desplazamientos

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.00$$

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034(19.00) \leq 1.00$$

$$\omega_\theta = 1.09$$

$$\Delta_d = 0.105 \times 1.09 = 0.114m$$

#### 6.2.4 Desplazamiento de fluencia del sistema y ductilidad

1. Se distribuye el  $V_{base}=100$  T en la estructura, se toma la fila  $\sum m_i \Delta_i \%$

Nivel	%Vbase	Fuerza	Hi [m]
5	14.11	14.11	19.0
4	38.53	24.42	15.5
3	62.81	24.28	12.0
2	85.04	22.22	8.5
1	100.00	14.96	5.0
$\Sigma$		100.00	

2. Con esta distribución de fuerzas se calculan los cortantes y momentos en las vigas y columnas para lo cual se obtiene el siguiente esquema

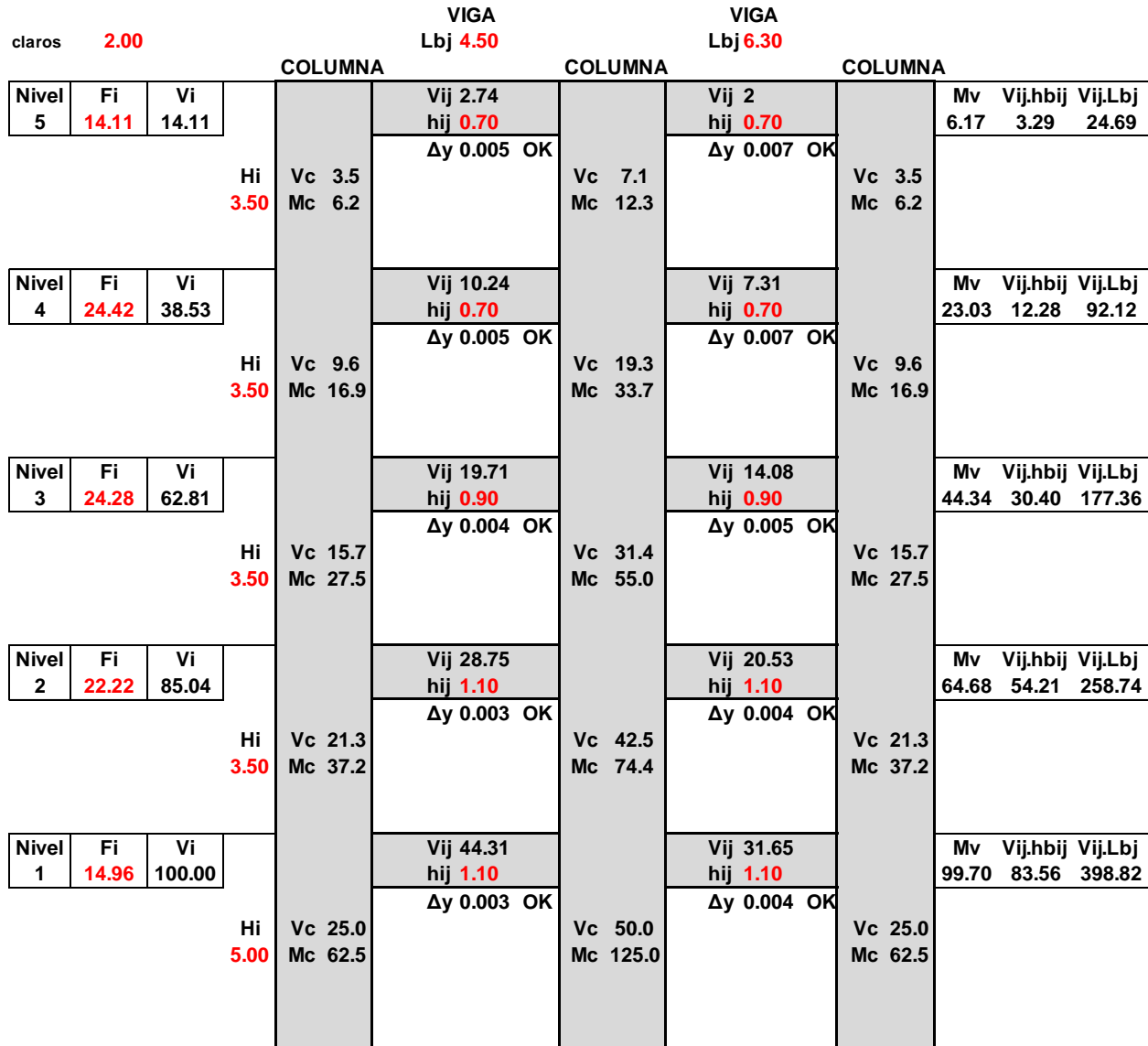


Figura 6.4 Esquema de cortantes y momentos en vigas y columnas de edificio de hospital

$$\sum V_{ij} \times L_{bj} = 951.7$$

$$\sum V_{ij} \times h_{bj} = 183.75$$

$$(Lb / hb)_{eq} = \sum V_{ij} \times L_{bj} / \sum V_{ij} \times h_{bij} = 951.7/183.75 = 5.18$$

Considerando la deformación de fluencia del acero ASTM A615 grado 60 como:

$$\varepsilon_y = 1.1 \times 0.0021 = 0.00231$$

$$\theta_{ye} = 0.5\varepsilon_y(\text{Lb /hb})_{eq} = 0.05 \times 0.0023 \times (5.18) = 0.0060$$

$$\Delta_{ye} = \theta_{ye} \times H_e = 0.006 \times 12.02 = 0.0719 \text{m}$$

Se obtiene la ductilidad del marco con la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta d}{\Delta y} = \frac{0.114}{0.0719} = 1.59$$

### 6.2.5 Amortiguamiento viscoso equivalente.

Con la ductilidad del Sistema, calculamos el amortiguamiento viscoso equivalente

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \left( \frac{\mu-1}{\mu \cdot \pi} \right)$$

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \left( \frac{1.59-1}{2.00 \cdot \pi} \right) = 0.109$$

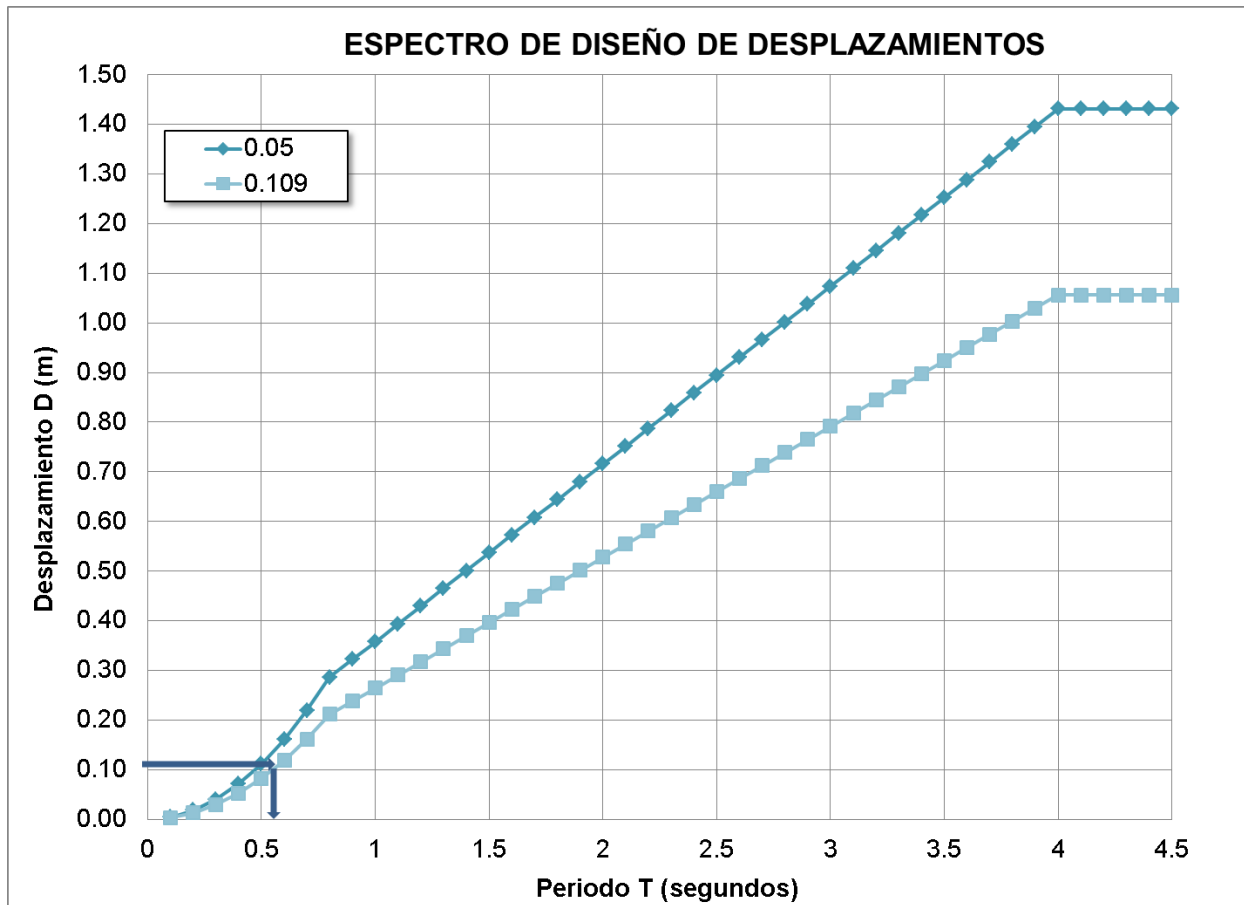
Factor de corrección del espectro de desplazamientos, según la ecuación:

$$R_\varepsilon = \frac{Sd_\varepsilon}{Sd_5} = \left( \frac{0.07}{0.02 + \varepsilon} \right)^{0.5}$$

$$R_\varepsilon = \left( \frac{0.07}{0.02 + 0.109} \right)^{0.5} = 0.738$$

### 6.2.6 Periodo efectivo

A partir de la gráfica del espectro de desplazamiento y con un desplazamiento  $\Delta_d=0.114$ , se obtiene un período  $T=0.55$  segundos, realizando la corrección, como se muestra a continuación:



### 6.2.7 Rigidez efectiva mínima

$$K_e = 4\pi^2 \left( \frac{M_e}{T_e^2} \right)$$

$$K_e = 4\pi^2 \left( \frac{48.47}{0.55^2} \right) \quad K_e = 6325.43 \text{ T/m}$$

### 6.2.8 Cálculo de cortante basal

$$V_d = K_e \Delta_d, \quad V_d = V_{\text{base}} = K_e \cdot \Delta_d = 6,325 \text{ T/m} \times 0.114\text{m} = 724 \text{ T}$$

Al dividir entre el factor  $\Omega_o$  tenemos:

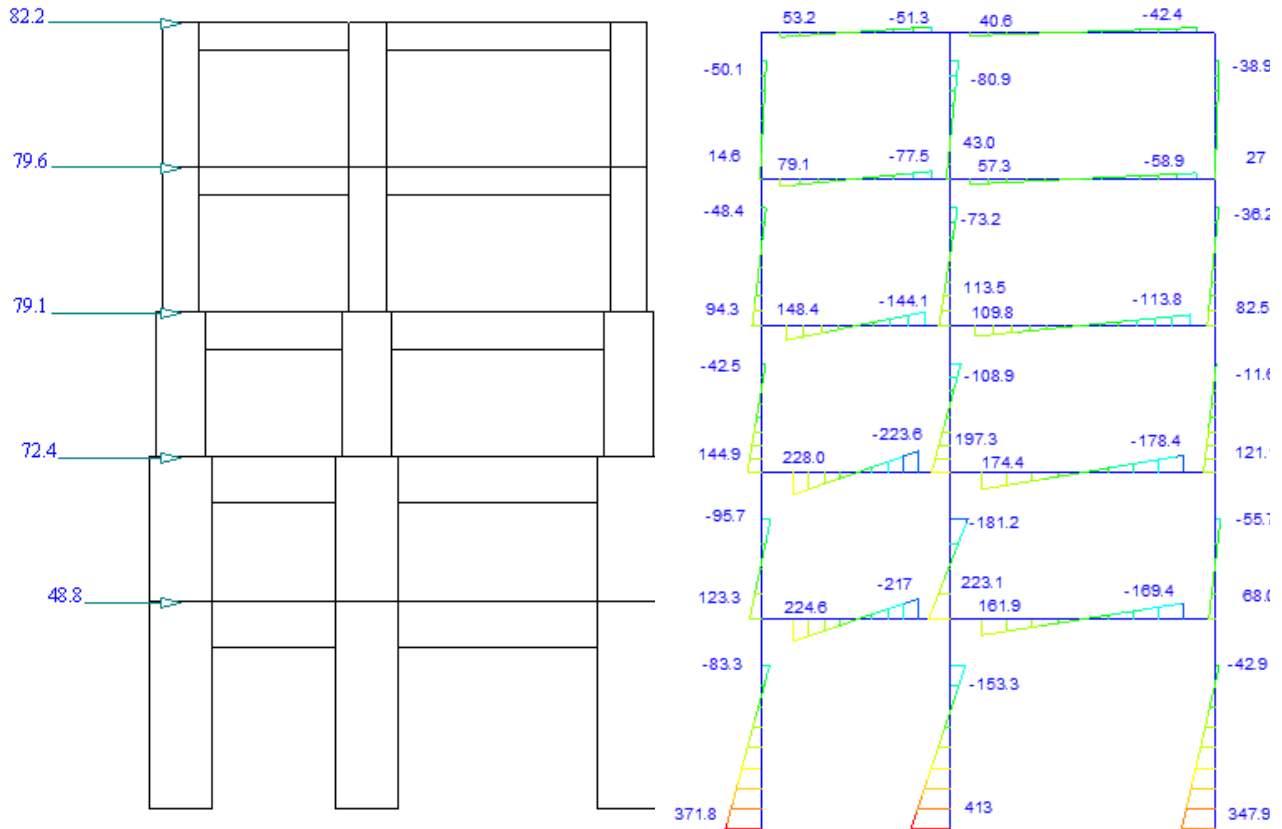
$$\frac{V_d}{\Omega_o} = \frac{724}{2.00} = 362$$

### 6.2.9 Distribución de fuerza lateral entre los elementos de la estructura y en altura.

Utilizando la expresión para la fuerza lateral se obtiene lo siguiente:

$$F_i = \frac{V_{base}(m_i \Delta_i)}{\sum(m_i \Delta_i)}$$

Nivel i	Altura m	$m_i \Delta_i$	$F_i$ kN	$V_{si}$ kN
5	19.0	0.72	82.2	82.2
4	15.5	1.25	79.6	161.8
3	12.0	1.24	79.1	240.9
2	8.5	1.14	72.4	313.3
1	5.0	0.76	48.8	362.1
	Total	5.1	362.1	

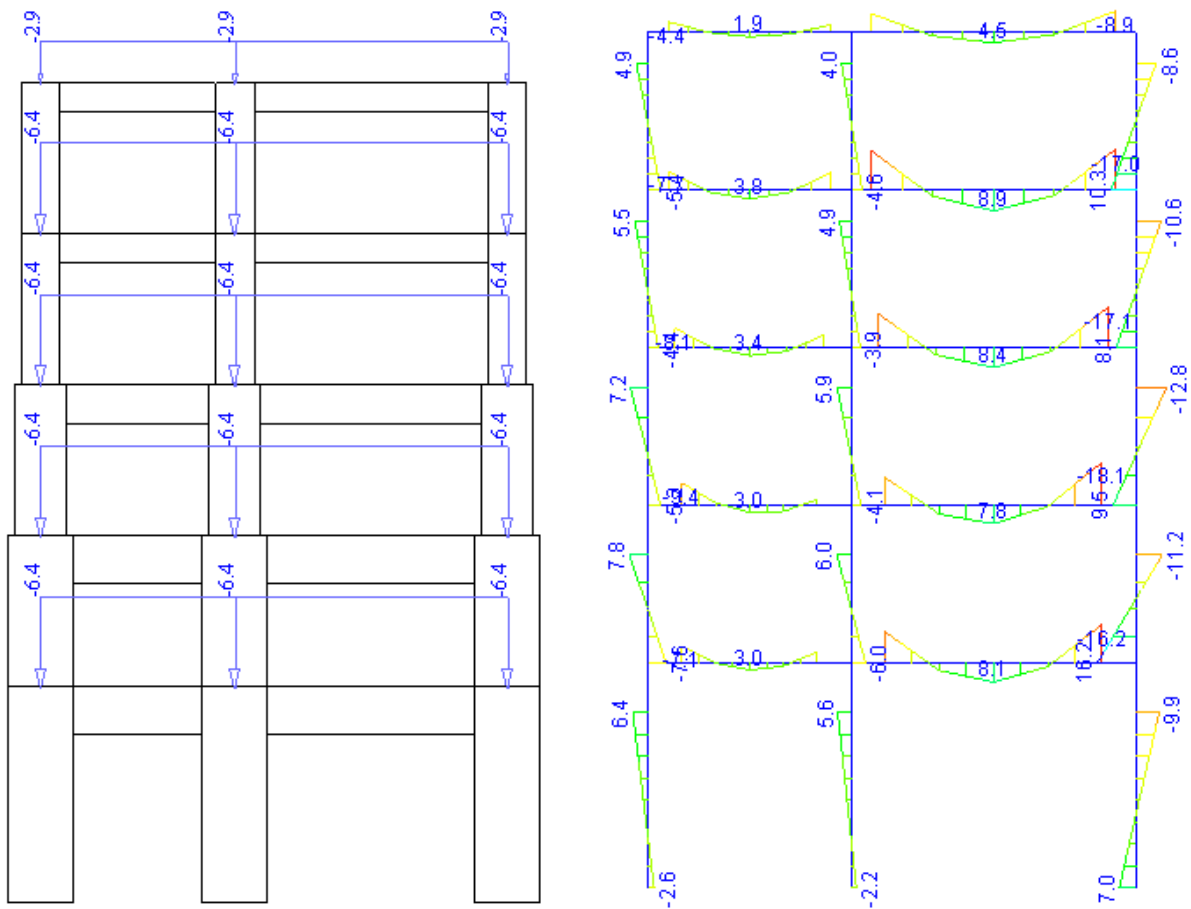


## 6.2.10 Diseño por capacidad de los elementos de la estructura.

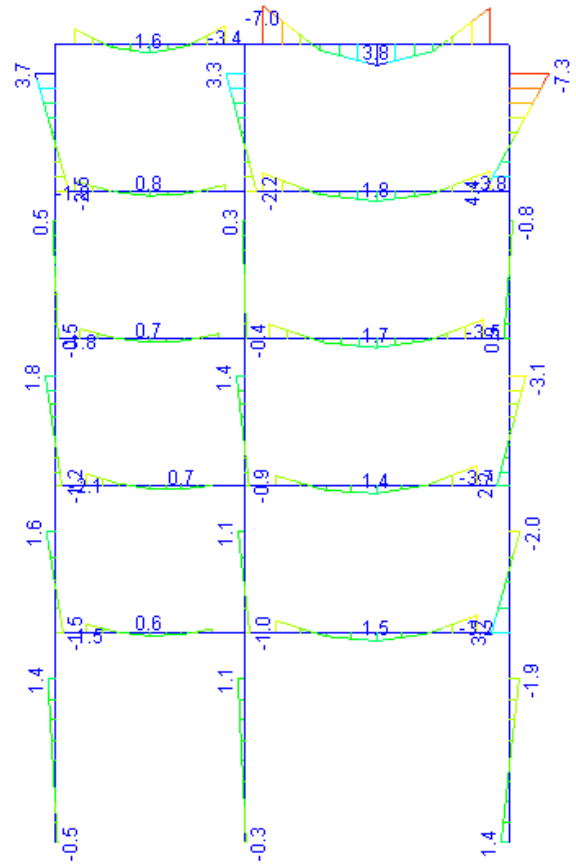
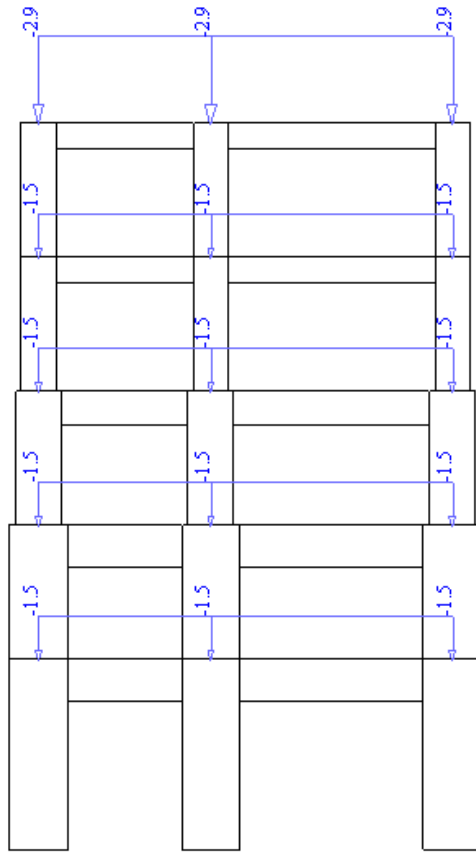
Se realiza una capacidad del marco con las siguientes condiciones:

- **Carga muerta 1.0D**

Esto considera el peso propio de la estructura que está compuesto por el peso de columnas, vigas, losas y paredes.

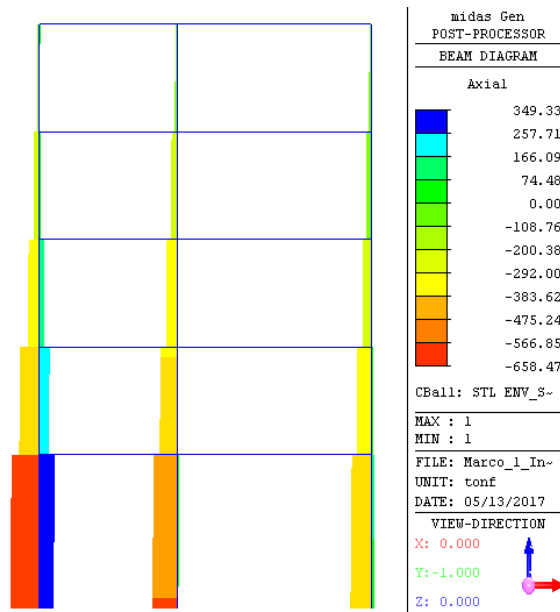
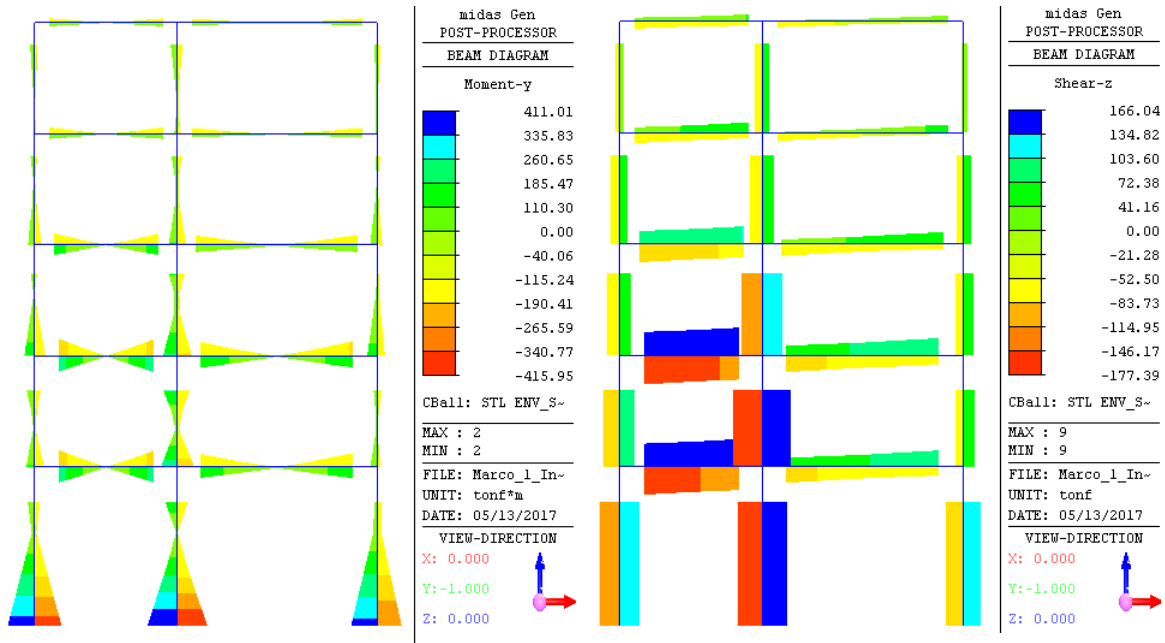


- **Carga Viva 1.0L**
- Considerando las cargas vivas dadas se obtienen los siguientes esquemas:





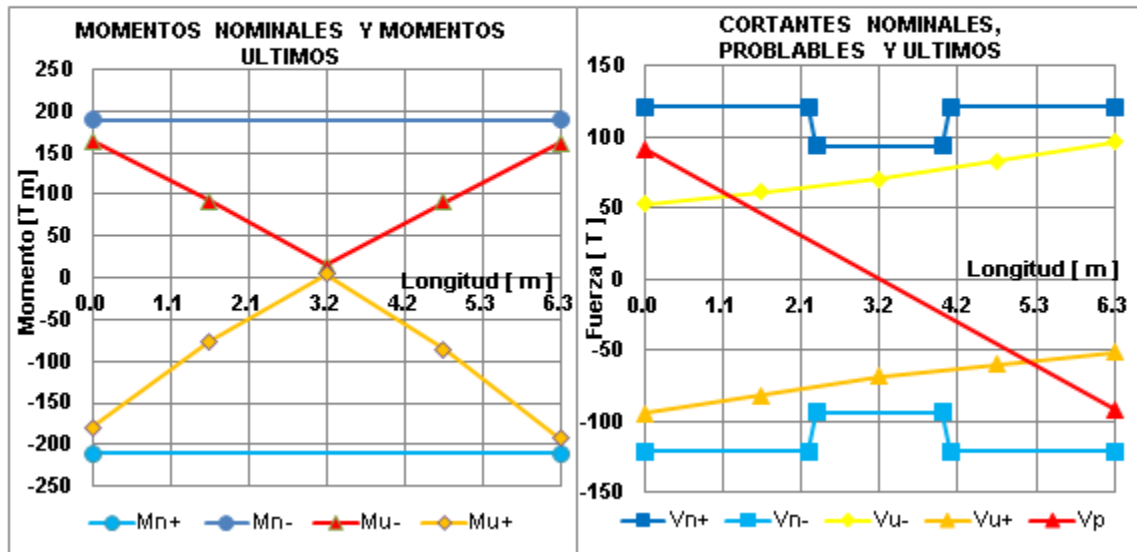
Al multiplicarse las acciones obtenidas por los factores correspondientes se obtiene el diagrama de envolventes para cada una de las acciones como se muestra a continuación:



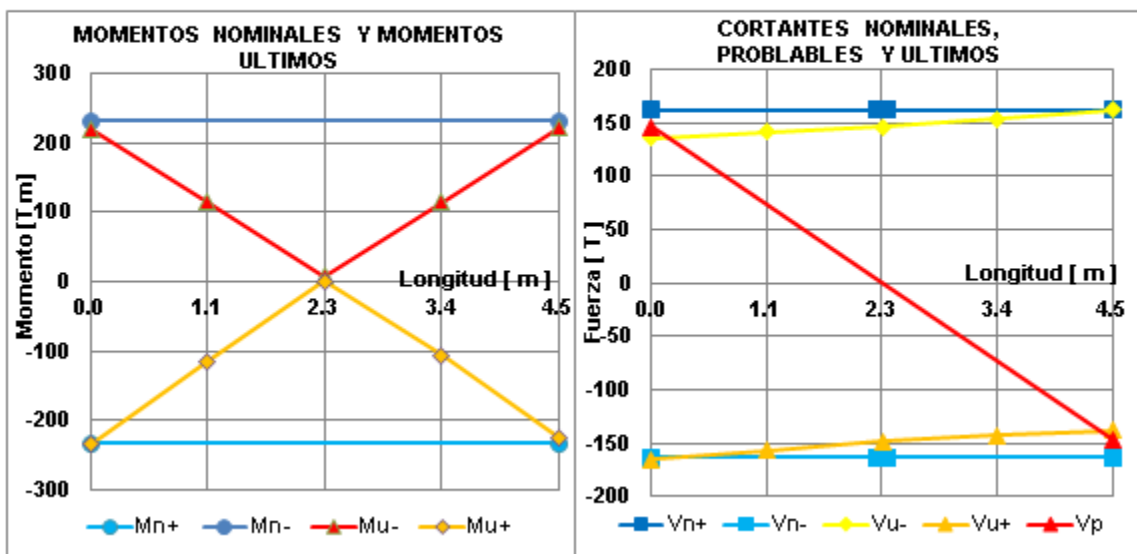
Como se explicó en el ejemplo del apartado anterior se procede a revisar las vigas de concreto, estas revisiones se muestra con las siguientes gráficas

### Vigas 55x110

Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy1	55 cm	110 cm	Superior 9 # 9
			Extremos 2H 2 # 4 @ 10 cm
		Inferior 8 # 9	Al centro 2 # 4 @ 15 cm

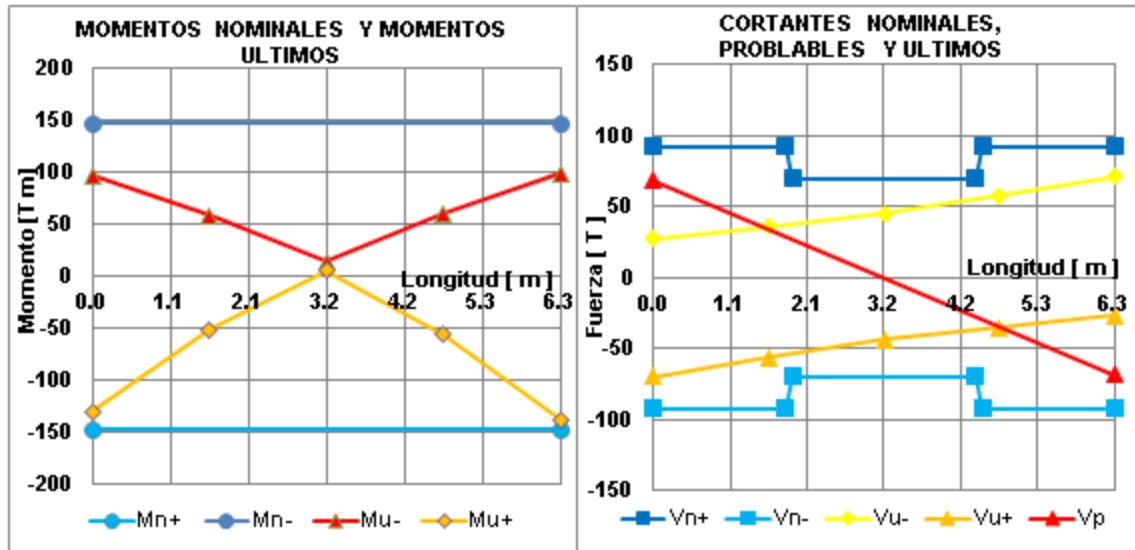


Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy1	55 cm	110 cm	Superior 10 # 9
			Extremos 2H 3 # 4 @ 10 cm
		Inferior 10 # 9	Al centro 3 # 4 @ 10 cm

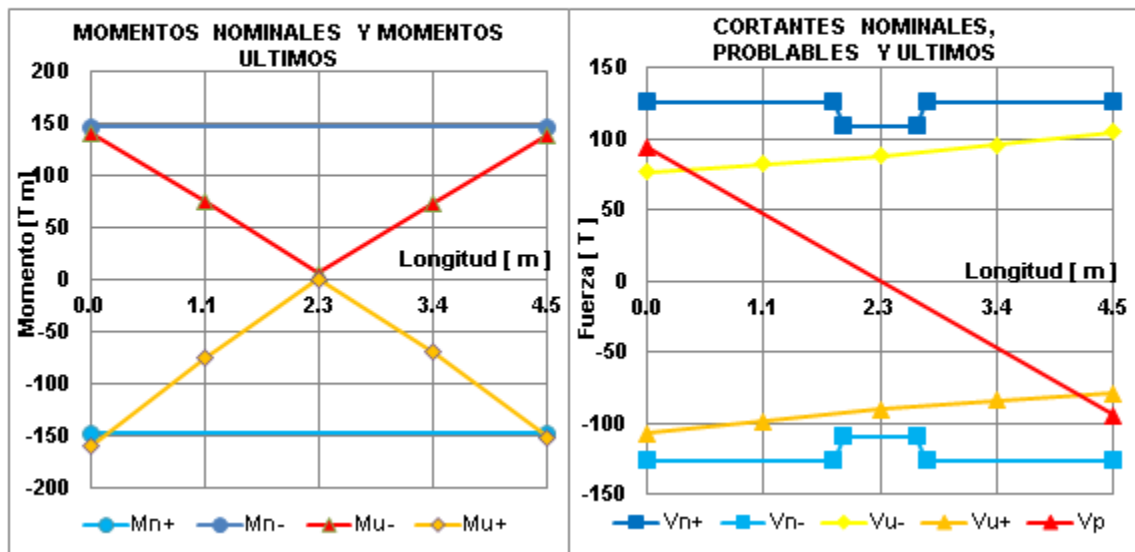


## Viga 45x90

Nombre	Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy2	45 cm	90 cm	Superior 8 # 9 Inferior 8 # 9	Extremos 2H 2 # 4 @ 10 cm Al centro 2 # 4 @ 15 cm

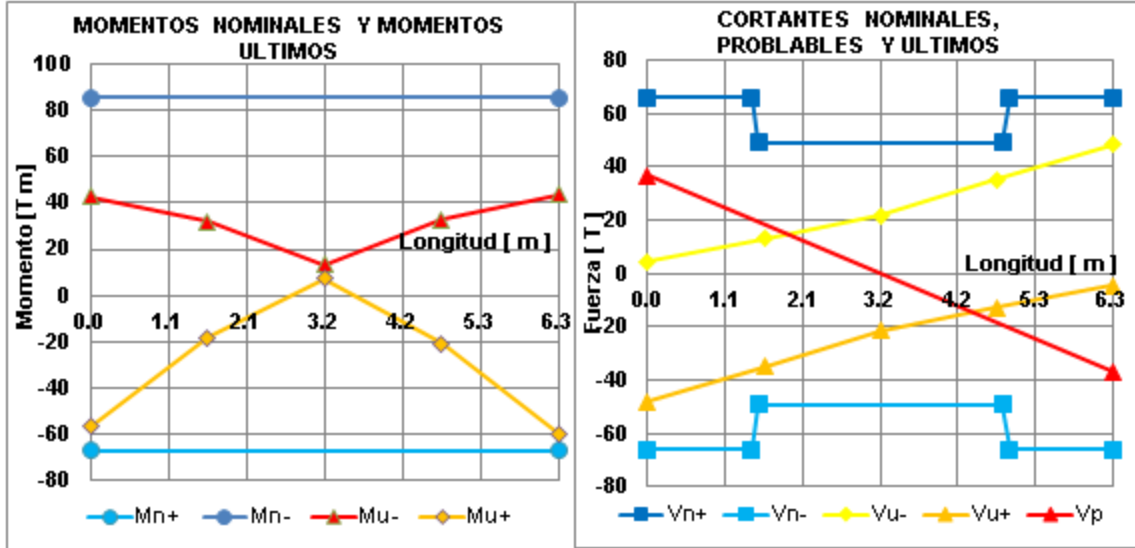


Nombre	Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy2	45 cm	90 cm	Superior 8 # 9 Inferior 8 # 9	Extremos 2H 3 # 4 @ 10 cm Al centro 3 # 4 @ 12 cm

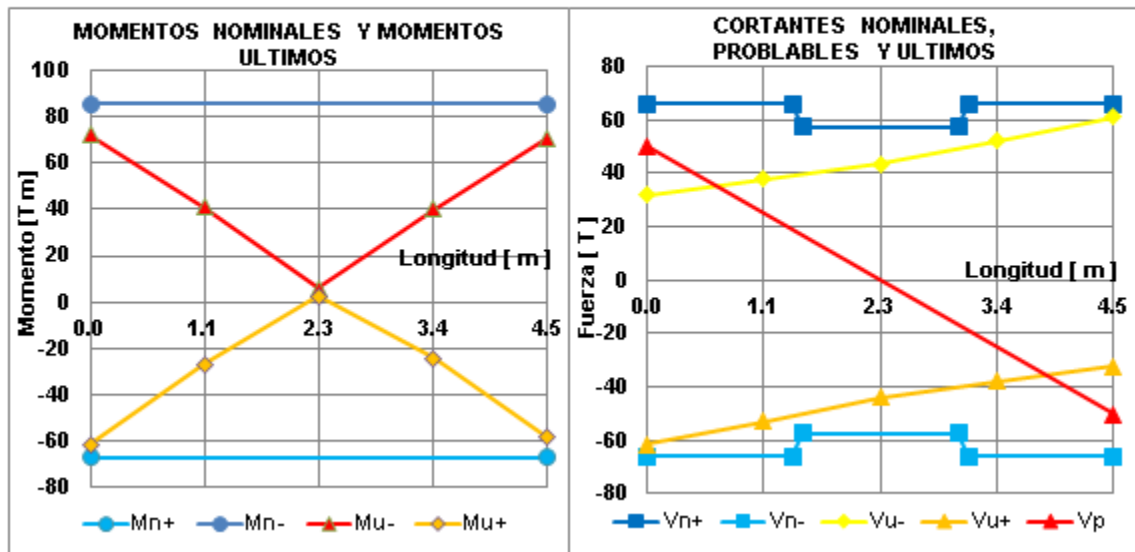


## Viga 35x70

Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy3	35 cm	70 cm	Superior 6 # 8 Inferior 8 # 8
			Extremos 2H 2 # 4 @ 10 cm Al centro 2 # 4 @ 15 cm



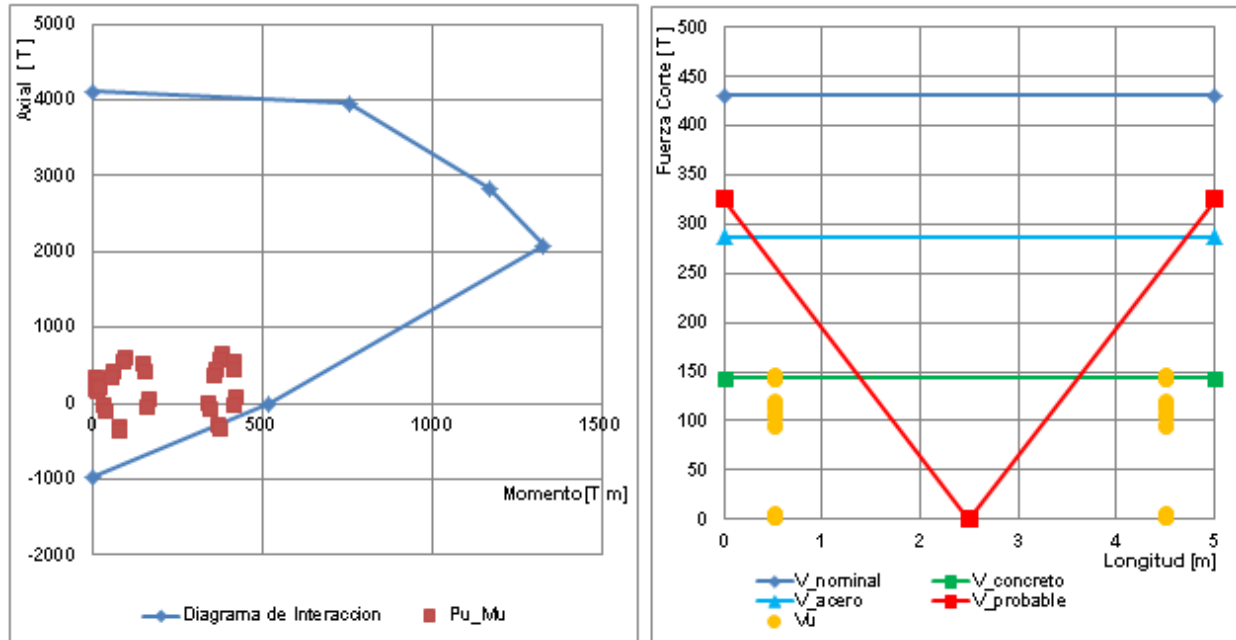
Nombre Base	Peralte	Ref longitudinal	Ref. Transversal
Vy3	35 cm	70 cm	Superior 6 # 8 Inferior 8 # 8
			Extremos 2H 2 # 4 @ 10 cm Al centro 2 # 4 @ 12 cm



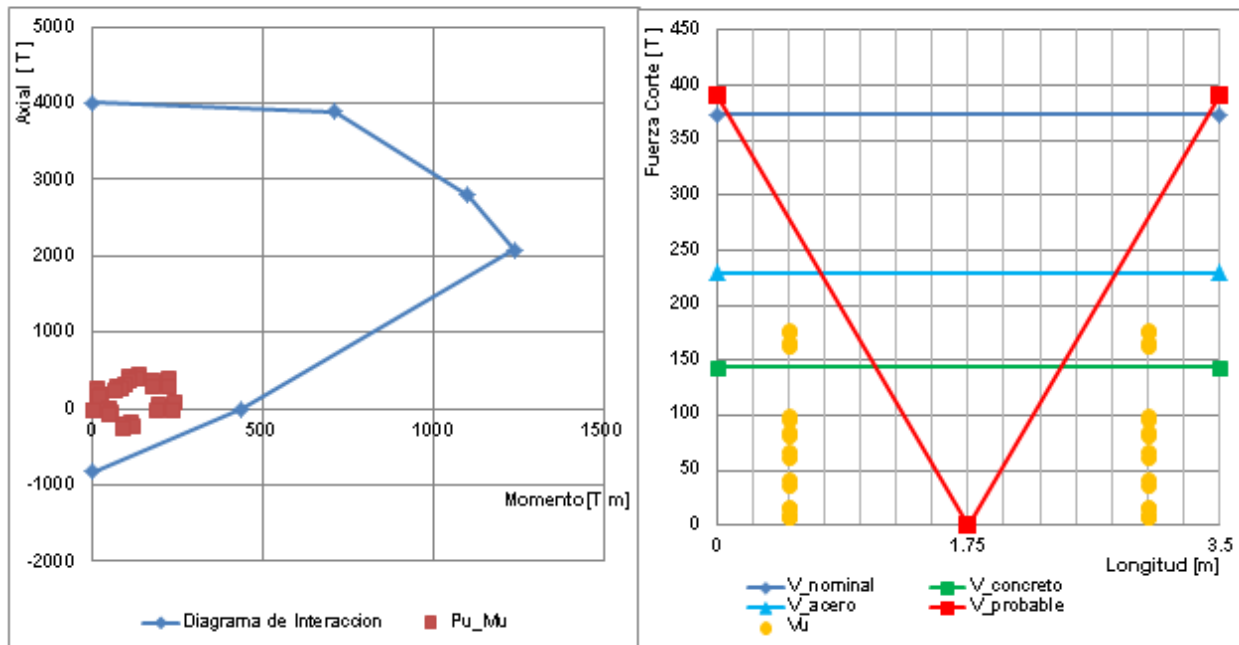
Con las siguientes graficas se muestra la revisión de las columnas

### Columna C1

Nombre	A	B	Ref longitudinal	Ref. Transversal
C1	150	150	40 # 9	4 # 4 @ 10 cm

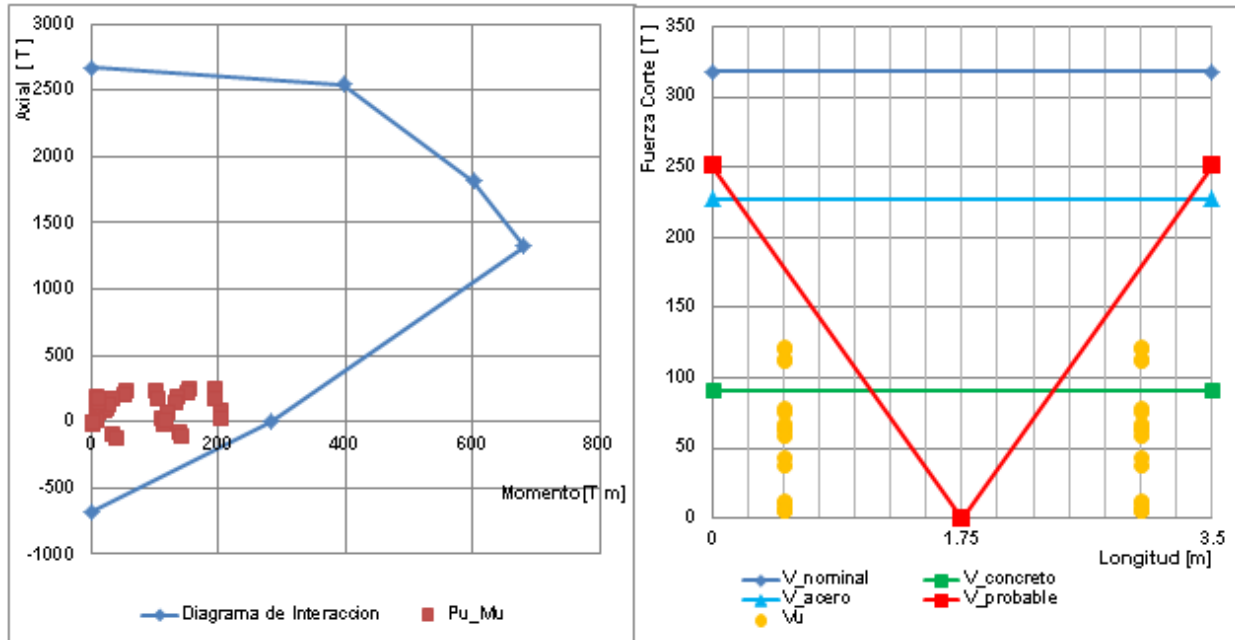


Nombre	A	B	Ref longitudinal	Ref. Transversal
C1	150	150	34 # 9	4 # 4 @ 10 cm



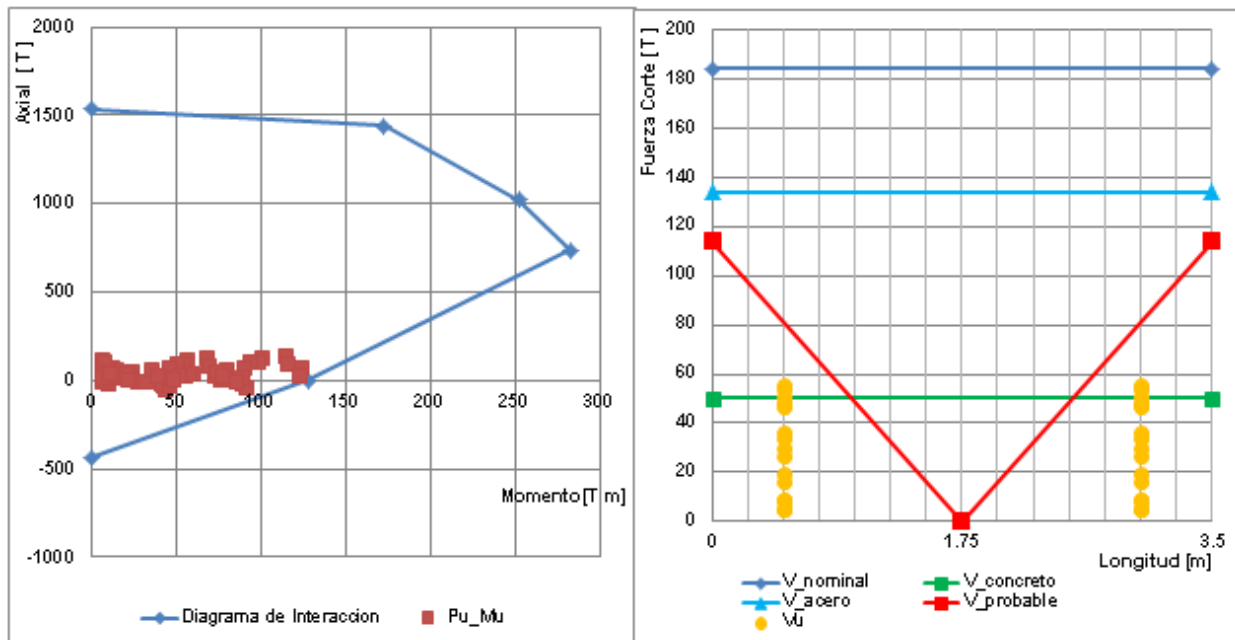
## Columna C2

Nombre	A	B	Ref longitudinal	Ref. Transversal
C2	120	120	28 # 9	4 # 4 @ 10 cm



## Columna C3

Nombre	A	B	Ref longitudinal	Ref. Transversal
C3	90	90	18 # 9	4 # 4 @ 10 cm

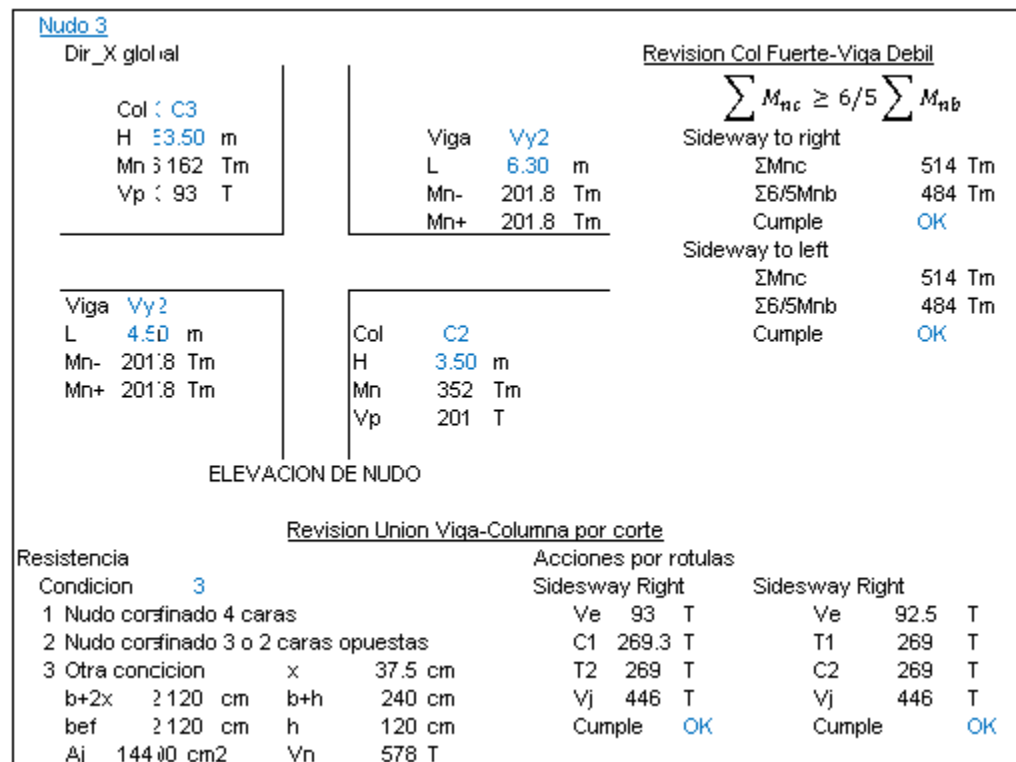
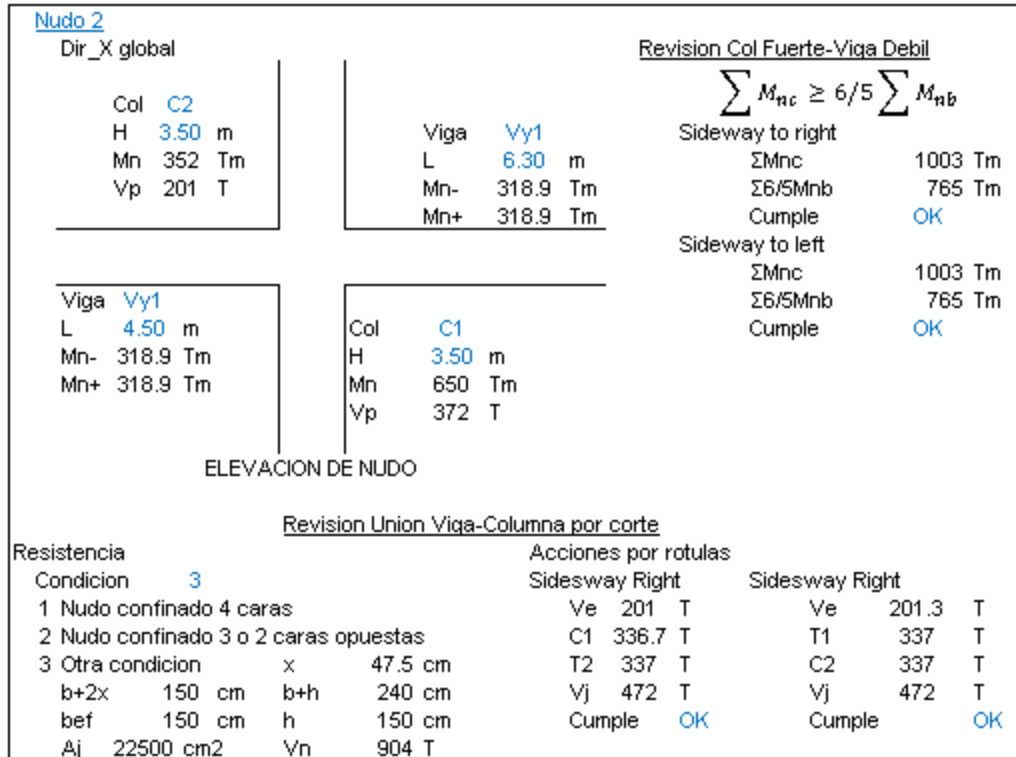


Y como último paso es necesario realizar la revisión de los nudos viga-columnas como se muestra a continuación:

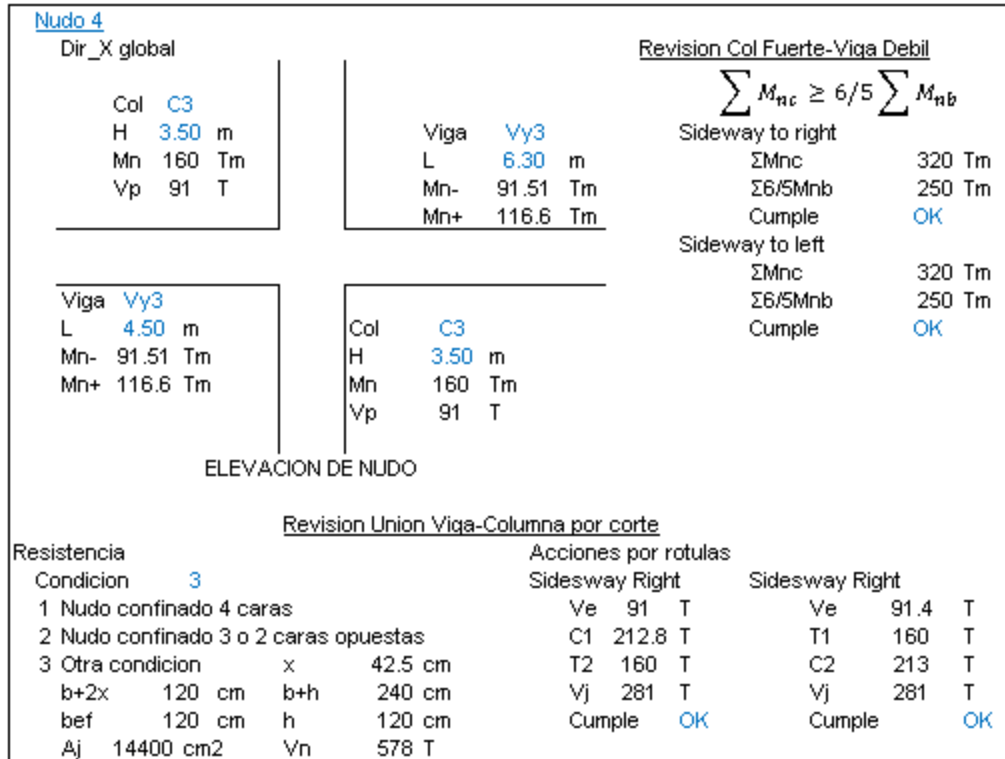
Como último paso de diseño sísmico, se da con las dimensiones y armado de las vigas y columnas definidas, se procede a la revisión del nudo viga-columna, como en el caso anterior, con los siguientes criterios:

1. Columna-fuerte y viga débil: Se revisa que la suma de los momentos a flexión de la columna ( $\sum M_{nc}$ ) sea mayor que 6/5 la sumatoria de los momentos de las vigas ( $\sum M_{nb}$ ).
2. Resistencia del nudo por corte: La formación de rotula plastia en los extremos de las vigas resultan en un significativo aumento de fuerza cortante en las uniones viga-columna. Por lo que es necesario calcular las fuerzas internas actuando en la unión, asumiendo que el acero de refuerzo de la viga desarrolla un esfuerzo de 1.25fy (Fuerzas T y C). Mientras la capacidad a corte de la unión viga-columna ( $V_n$ ). Depende del confinamiento del nudo, adonde el más desfavorable es  $V_n \leq 12\sqrt{f'c} A_j$ .

Nudo 1				Revision Col Fuerte-Viga Debil			
Dir_X global				$\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$			
Col	C1	Viga	Vy1	Sideway to right			
H	3.50 m	L	6.30 m	$\Sigma M_{nc}$	1300 Tm		
Mn	650 Tm	Mn-	318.9 Tm	$\Sigma 6/5 M_{nb}$	765 Tm		
Vp	372 T	Mn+	318.9 Tm	Cumple	OK		
ELEVACION DE NUDO				Sideway to left			
Viga	Vy1	Col	C1	$\Sigma M_{nc}$	1300 Tm		
L	4.50 m	H	5.00 m	$\Sigma 6/5 M_{nb}$	765 Tm		
Mn-	318.9 Tm	Mn	650 Tm	Cumple	OK		
Mn+	318.9 Tm	Vp	260 T				
Revision Union Viga-Columna por corte				Acciones por rotulas			
Resistencia	Condicion 3			Sidesway Right		Sidesway Right	
1 Nudo confinado 4 caras				Ve	372 T	Ve	371.5 T
2 Nudo confinado 3 o 2 caras opuestas				C1	336.7 T	T1	337 T
3 Otra condicion	x	47.5 cm		T2	337 T	C2	337 T
b+2x	150 cm	b+h	300 cm	Vj	302 T	Vj	302 T
bef	150 cm	h	150 cm	Cumple	OK	Cumple	OK
Aj	22500 cm2	Vn	904 T				

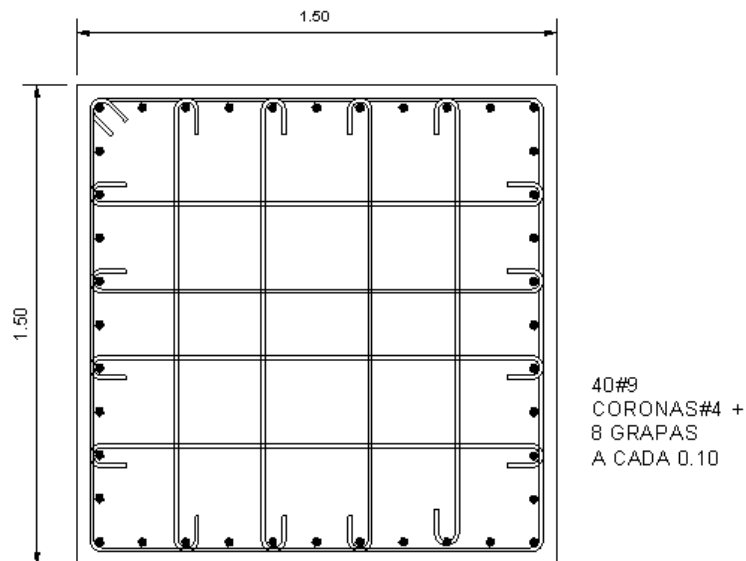


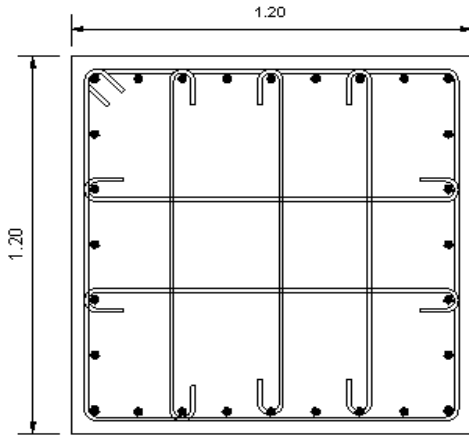




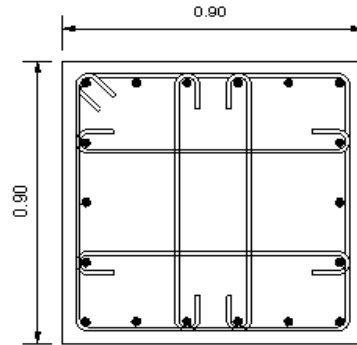
A partir de todas estas revisiones se obtiene el detalle de armado siguiente:

**Para las columnas de concreto**



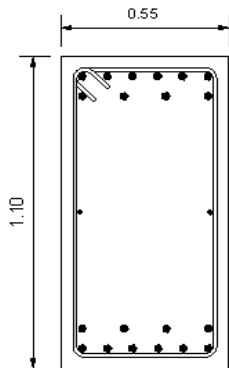


28#9  
CORONAS#4 +  
5 GRAPAS  
A CADA 0.10



18#9  
CORONAS#4 +  
4 GRAPAS  
A CADA 0.10

### Para las vigas de concreto

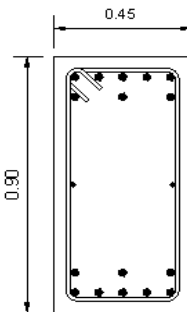


10#9

CORONAS #4

10#9

Vy1

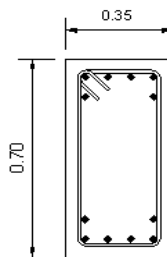


8#9

CORONAS #4

8#9

Vy2



6#8

CORONAS #3

6#8

Vy3

### 6.2.11 Análisis Pushover de Marco

El análisis se realizó con base el procedimiento dado en ASCE-41-13 que se define a continuación:

- Aumentando la resistencia de los materiales: el concreto con un factor de  $1.5f'_c$  y el acero  $1.25 f_y$
- Disminuyendo la rigidez de los elementos por los siguientes factores: 0.3  $EI$  para vigas y 0.3  $EI$  para columnas.
- Considera las cargas de gravedad  $1.0D + 0.25L$

Al realizar el análisis *pushover* con el software MIDAS GEN se obtiene la siguiente gráfica:

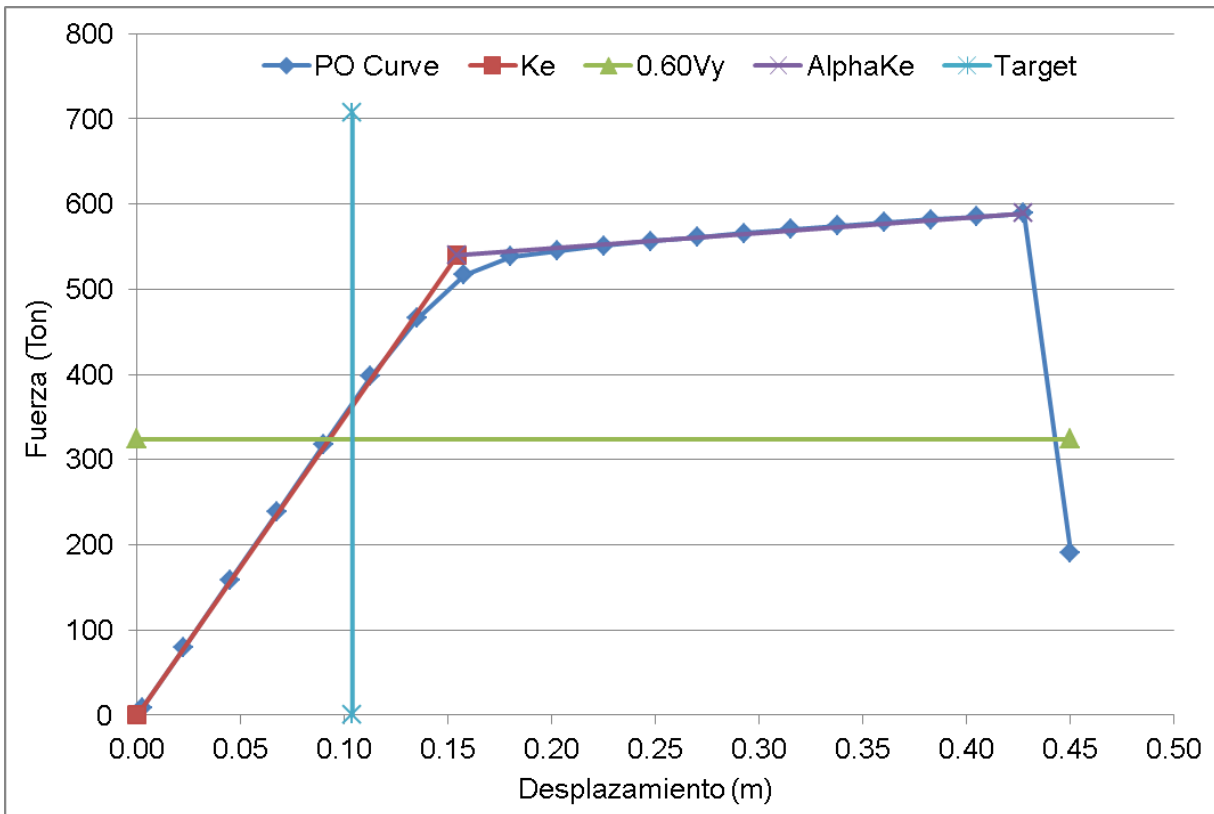


Figura 6.5 Curva idealizada fuerza-desplazamiento del ejemplo de edificio de hospital

Parámetros

$K_i$ =	3,533.22	T/m		$T_i$ =	0.42	seg
MPF=	0.72		(Mass Participation Factor)	$T_e$ =	0.42	seg
Masa total=	40.55	Ton	(Masa Total)	$C_o$ =	1.40	
D máx=	0.45	m		$S_a$ =	1.81	g
$K_e$ =	3,500	T/m	0.99 Ki	R=	0.10	
$V_y$ =	540.00	Ton		$C_1$ =	0.916	
$V_d$ =	588.88	Ton		$C_2$ =	1.006	
$\Delta_d$ =	0.43	m		$\delta_t$ =	10.37	cm
$\alpha_1 K_e$ =	178.91	T/m				
$\alpha_1$ =	0.05					

Al analizar el estado de las rótulas plásticas para cada uno de los elementos en el momento del punto de desempeño, se puede observar que todas las rótulas se encuentran en el límite de inmediata ocupación (IO)

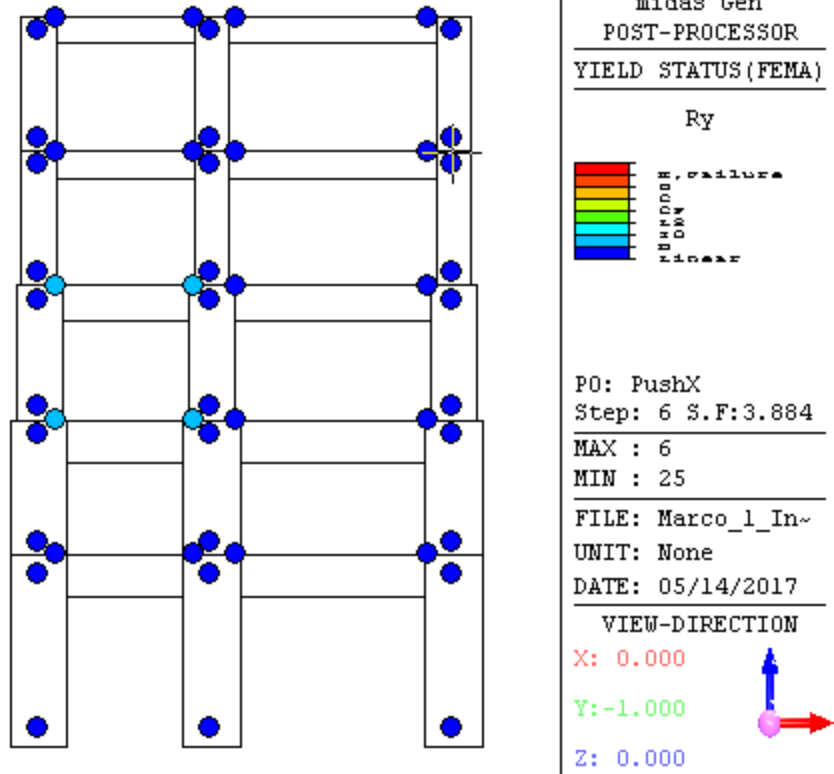


Figura 6.6 Estado de rótulas plásticas en edificio de hospital

A partir de lo anterior se puede concluir que el diseño es satisfactorio, esto ya que cumple con el objetivo de desempeño que se busca para este tipo de edificación.

### 6.3 Análisis de Resultados

A partir de los resultados obtenidos de haber aplicado la metodología propuesta al diseño de dos edificios con diferentes usos se puede realizar el siguiente análisis:

- Para el edificio de apartamentos la deriva admisible es de  $\Delta_a=1.5\%$  y el desplazamiento de diseño obtenido es  $\Delta_d=0.178\text{m}$ . Por otra parte, en el caso del Hospital la deriva admisible es  $\Delta_a=1.0\%$  y se obtiene un desplazamiento de diseño de  $\Delta_d=0.114\text{m}$
- En ambos diseños la ductilidad del sistema se puede estimar solamente con la geometría y dimensiones de los elementos, en caso del edificio de apartamento es de alrededor de  $\mu=2.00$  y en el caso del Hospital es de alrededor de  $\mu=1.60$ . Estos valores se obtienen sin la necesidad de proponer o conocer el detalle de reforzamiento de los elementos de concreto para cada uno de los edificios.
- En ambos edificios se calcularon los desplazamientos de las vigas, y en todos los casos estos desplazamientos fueron mayores que el desplazamiento de diseño, por lo que se puede concluir que todos estos elementos se encuentran en fluencia al alcanzar el desplazamiento de diseño.
- En el edificio de apartamentos la rigidez  $K_e=1,350\text{ T/m}$  es la mínima que debe de tener nuestra estructura para tener un desplazamiento menor al desplazamiento de diseño  $\Delta_d=0.178\text{m}$ . Mientras en el Hospital la rigidez  $K_e=6,325\text{ T/m}$  es la mínima que debe de tener nuestra estructura para tener un desplazamiento menor al desplazamiento de diseño  $\Delta_d=0.114\text{m}$
- De las gráficas de análisis estático no lineal de ambos edificios, se puede observar lo siguiente: para el caso del edificio de apartamentos la fuerza máxima que soporta la estructura es de  $F_{\text{max}}=230\text{ T}$ , y el cortante basal que se obtiene del diseño sísmico por desplazamientos es  $V_d=120\text{ T}$ , la relación entre estos dos valores es 1.90, lo que representa el valor de sobre-resistencia real del sistema. Por otro lado en el Hospital la fuerza máxima que soporta la estructura es de  $F_{\text{max}}=590\text{ T}$ , y el cortante basal que se obtiene del diseño sísmico por desplazamiento es  $V_d=362\text{ T}$ , la relación entre ambos valores es 1.62. Estos valores de sobrerresistencia son menores al propuesto ( $\Omega_0=2.00$ ) porque el análisis se ha realizado para un solo marco de concreto lo que significa que el factor de sobrerresistencia del sistema  $\Omega_s=1.00$  por no tener redundancia, cabe destacar que el factor de sobrerresistencia incluye las sobrerresistencia por material, por diseño y por el sistema.
- En el edificio de Apartamentos el desplazamiento que se obtiene del punto de desempeño es de  $\Delta=0.175\text{m}$  que es menor al desplazamiento que se fijó como objetivo de diseño  $\Delta_d=0.178\text{m}$ . Mientras tanto, en el Hospital el desplazamiento que se obtiene en el punto de desempeño es de  $\Delta_d=0.104\text{m}$  que es menor al desplazamiento que se fijó como objetivo de diseño  $\Delta_d=0.114\text{m}$
- Los objetivos de desempeño se cumplieron para ambas edificaciones los cuales fueron: para el edificio de Apartamentos un nivel de desempeño de *Seguridad de Vida* para un Nivel Sísmico 10% en 50 años y para el caso del Hospital un nivel de desempeño de *Ocupación Inmediata* para un Nivel Sísmico de 2% en 50 años.

## 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Con la evolución actual de la ingeniería sísmica, en que el diseño sismo-resistente ya no solo se limita a que la estructura no colapse ante un evento sísmico, sino que se enfocan a obtener un objetivo de desempeño dependiendo del uso y de la importancia de la estructura, la metodología de diseño sísmico por desplazamiento se alinea con esta filosofía al tener como parámetro principal el desplazamiento que puede ser relacionado directamente con un nivel de desempeño.
- Existen diferentes metodologías de diseño por desplazamiento: Diseño sísmico con deformación controlada (Panagiotakos y Ferdis), Método de dosificación para estructura de marcos de concreto (Browning), Espectro punto de fluencia (Ascherim and Black), Desplazamientos usando un Espectro de Diseño (Chopra), Espectro de Capacidad (Freeman) y Diseño Directo de (Priestley y Kowalsky). Sin embargo, debido a que presenta una amplia información de recomendaciones para su aplicación y que tiene las propiedades de evaluación rápida y de fácil uso, se recomienda para su utilización la metodología de Espectro de Diseño y Directo de Desplazamiento de Priestley.
- En esta investigación el Espectro de Diseño por Desplazamiento, se obtuvo a partir del Espectro de Diseño de Aceleraciones definido en nuestro reglamento, por lo que se utilizó el factor  $(g T^2)/(4\pi^2)$ . No obstante, lo más recomendable es obtener un Espectro de Diseño por Desplazamiento independiente al de aceleraciones, el cual debe provenir de una evaluación de amenaza sísmica de nuestro país en la que se considere un amplio rango de registros de sísmicos.
- El método Directo de Diseño Sísmico por Desplazamiento utiliza el parámetro de curvatura de fluencia que es poco sensible a la cuantía de acero y al esfuerzo de compresión, mientras el Diseño Sísmico por Fuerzas utiliza la rigidez que sí depende de la cuantía y del esfuerzo de compresión, por lo que este último es un valor asumido y variable y no se conocerá su valor real hasta que el diseño se termine.
- El Método de Diseño Sísmico por Fuerzas asume una ductilidad según el sistema estructural que se está diseñando, sin embargo en ningún momento se comprueba si la ductilidad asumida es la verdadera de la estructura. Por otra parte, en el caso del Método Directo de Diseño por Desplazamiento, se calcula la ductilidad esperada en base a relaciones de dimensiones de las secciones y longitudes de los elementos. Lo anterior hace que las acciones sean repartidas respecto a su capacidad de ductilidad.
- En el Diseño Sísmico basado en Fuerzas se utiliza el factor R, que es la multiplicación de un factor de reducción por ductilidad  $R_\mu$  y un factor de sobrerresistencia  $\Omega_o$ . Mientras en el diseño por desplazamiento, en el procedimiento se considera la ductilidad de los

elementos, pero no se considera el factor de sobre-resistencia. Por tal razón, en esta investigación se propone disminuir el cortante basal con el objetivo de considerar el factor de sobre-resistencia  $\Omega_o$ , este factor es el producto de tres factores que son sobre-resistencia de diseño  $\Omega_D$ , sobre-resistencia de material  $\Omega_M$  y sobre-resistencia del sistema  $\Omega_s$  como se define en el FEMA 405. El valor propuesto de factor de sobre-resistencia es de  $\Omega_o=2.00$  que es el valor mínimo que es posible considerar.

- En el proceso de Diseño por Fuerzas la rigidez es se obtiene por medio de un proceso iterativo, esto es así ya que se van ajustando las dimensiones y rigideces de los elementos para cumplir con las restricciones de derivas permitidas. Mientras tanto en la Metodología de Diseño por Desplazamientos, en un solo paso se puede encontrar la rigidez necesaria para un desplazamiento determinado.
- En esta investigación se han realizado a manera de ejemplo dos diseños sísmicos por el método Directo por Desplazamientos, el diseño de un apartamento que tiene como objetivo de desempeño la Seguridad de Vida para el sismo de probabilidad 10% en 50 años, y el diseño de un hospital que se diseñó con un objetivo de desempeño de Inmediata Ocupación para el sismo con probabilidad de 2% en 50 años como se define en el ASCE 41-13. En ambos casos, con los diseños finales se realizó un análisis estático no lineal y se ha encontrado su punto de desempeño, se concluye que en ambos casos se cumple con sus respectivos objetivos de desempeño con los que fueron diseñados y esto se comprueba al revisar los estados finales de las rótulas plásticas de control de cada estructura.
- El nivel de daño de la estructura es directamente proporcional a las rotaciones de las rótulas plásticas de los elementos, por tal motivo para poder controlar el nivel de daño de la estructura es importante tener un control del desplazamiento. Esto es una de las ventajas directas de la Metodología de Diseño Sísmico basado en Desplazamientos ya que está basado en las deformaciones de los elementos por lo que se puede tener un mayor control de daños en la estructura.

## 8 REFERENCIAS

- [1] V. Bertero y Y. Bozorgnia, «Earthquake Engineering From Engineering Seismology To Performance-Based Engineering,» 2004.
- [2] A. T. Gilmore, Diseño por Desempeño: Antecedentes, Conceptos Generales y Perspectivas, Cuernavaca.
- [3] J. Bommer, «Riesgo Sísmico en la Región Metropolitana de San Salvador,» San Salvador, 1998.
- [4] A. ElAttar, A. Zaghaw y A. Elansary, «Comparison Between the Direct Displacement Based Design and the Force Based Design Methods in Reinforced Concrete Framed Structures,» de *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, 2014.
- [5] F. J. Pérez Vargas, «Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos, comparado con la norma NSR-10,» de *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Medellín, 2011.
- [6] M. Priestley, G. Calvi y M. Kowalsky, Displacement-Based Seismic Design of Structures, Pavia, Italia: IUSS Press, 2007.
- [7] M. Priestley, Myths and Fallacies in Earthquake Engineering., Pavia, Italy, 2003.
- [8] F. M. Panagiatakos T.B., «Deformation-Controlled Earthquake-Resistant Design of RC Buildings,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 3, nº 4, pp. 498-518, 1999.
- [9] B. J.P., «Proportioning of Earthquake-Resistant RC Building Structures,» *ASCE*, vol. 127, nº 2, pp. 145-151, 2001.
- [10] T. Sullivan, The Current Limitations Of Displacement Based Design, Pavia Italy, 2002.
- [11] B. E. Aschheim M.A., «Seismic Response of Adjacent Buildings with Similar or Different Dynamic Characteristics,» *Earthquake Spectra*, vol. 10, nº 2, 1994.
- [12] G. R. Anil K. Chopra, «Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra Versus Elastic Design Spectra,» *Earthquake Spectra*, vol. 17, nº 1, 2001.
- [13] F. S.A., «The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design,» *Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering*, 1998.
- [14] S. M. Gulkan P, «Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions,» *ACI*, 1974.
- [15] N. M. Newmark y W. J. Hall, «Earthquake Spectra and Design,» *Earthquake Engineering Research Institute (EERI)*, 1982.
- [16] B. Massena, R. Bento y H. Degée, «Assessment of Direct Displacement –Based Seismic Design of Reinforced Concrete Frames,» de *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, 2012.
- [17] M. K. M.J.N. Priestley, «Direct Displacement Based Seismic Design of Concrete Buildings,» vol. 33, nº 4, 2000.
- [18] M. J. Kowalsky, «RC Structural Walls Designed According to UBC and Displacement-Based Methods,» vol. 127, nº 5, 2001.
- [19] T. J. S. & G. M. C. D. P. Welch, «Developing Direct Displacement-Based Procedures for Simplified Loss Assessment in Performance-Based Earthquake Engineering,» vol. 18, 2014.
- [20] T. J. Sullivan, M. Priestley y G. M. Calvi, A model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures, Pavia, Italy: IUSS Press, 2012.



- [21] J. P. d. Pozo, «Diseño por Capacidad: Una estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente,» Noviembre 1995. [En línea]. Available: <http://www.bvsde.paho.org/bvsade/e/fulltext/uni/proy12.pdf>. [Último acceso: 2 mayo 2016].
- [22] R. Moreno González, J. M. Bairán García y V. M. Huaman Cevallos, «Estudio Comparativo de los Métodos de Diseño Sísmico Basado en Fuerzas y Desplazamientos Aplicados a un Edificio de Hormigón Armado de Mediana Altura,» de *V Congreso de Asociación Científico Técnico del Hormigón Estructural*, Barcelona, 2011.
- [23] R. Fenwick y G. MacRae, «Comparison of New Zealand Standards Used for Seismic,» *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 42, nº 3, Septiembre 2009.

## 8.1 Apéndice A - Análisis sísmico por medio del procedimiento estático no lineal según ASCE-41-13

En caso que este procedimiento sea seleccionado para realizar el análisis sísmico del edificio, el modelo matemático el cual debe incorporar directamente las características esfuerzo-deformación no lineal de los componentes individuales, es sometido a una carga lateral monótona incremental que representan las fuerzas de inercia en un sismo hasta que el desplazamiento objetivo es excedido. Con el desplazamiento objetivo se pretende representar el máximo desplazamiento probable que puede ser experimentado por el edificio para el nivel de peligro sísmico seleccionado.

### Modelado y consideraciones de análisis.

La relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral del punto de control debe establecerse para desplazamientos de control en un rango entre el 0% y 150% del desplazamiento objetivo  $\delta_t$ .

Las cargas de gravedad deben ser incluidas en el modelo matemático para su combinación con las cargas sísmicas las cuales deben ser aplicadas en dirección positiva y negativa y la acción sísmica máxima debe ser la utilizada para el análisis. Adicionalmente el modelo de análisis debe ser discretizado para representar la respuesta esfuerzo-deformación de cada componente en toda su longitud para identificar los sitios de acción inelástica.

El comportamiento fuerza-desplazamiento de todos los componentes debe estar incluirse explícitamente en el modelo usando curvas completas en las que se considere la degradación de la resistencia y resistencia residual si aplica.

### Punto de control

El punto de control debe estar ubicado en el centro de masa en cada entrepiso del edificio (techo de cada nivel), para edificios con ático, el piso del ático debe ser considerado como el nivel del punto de control. El desplazamiento del punto de control en el modelo matemático debe ser calculado para las fuerzas sísmicas especificadas.

### Distribución lateral de cargas

Cargas laterales deben ser aplicadas al modelo matemático en proporción a la distribución de masas en el plano de cada diafragma de entrepiso. La distribución vertical de esas fuerzas debe ser proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección bajo consideración.

### Curva idealizada de fuerza-desplazamiento

La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre el cortante basal y el desplazamiento en el punto de control debe ser reemplazado con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva,  $K_e$ , la cual debe ser tomada como la rigidez secante calculada cuando el cortante basal ha alcanzado el valor del 60% de la resistencia a la fluencia efectiva de la estructura. Adicionalmente la resistencia de fluencia efectiva  $V_y$  no debe tomarse mayor que la fuerza máxima de cortante basal en cualquier punto a lo largo de la curva fuerza-desplazamiento.

El segundo segmento de línea debe representar la pendiente de post-fluencia ( $\alpha_1 K_e$ ) la cual está determinada por el punto al final de la pendiente positiva de post-fluencia ( $V_d, \Delta_d$ ) y el punto en el cual el cortante basal se degrade hasta un 60% de la resistencia a la fluencia efectiva.

Esta curva idealizada se desarrolla utilizando un método gráfico iterativo para balancear las áreas bajo la curva real e idealizada hasta  $\Delta_d$  considerando que dicha curva idealizada posee las propiedades definidas en este apartado. La definición de la curva idealizada fuerza-desplazamiento fue modificada de su definición en FEMA 356 (2000) basándose en las recomendaciones de FEMA 440 (2005).

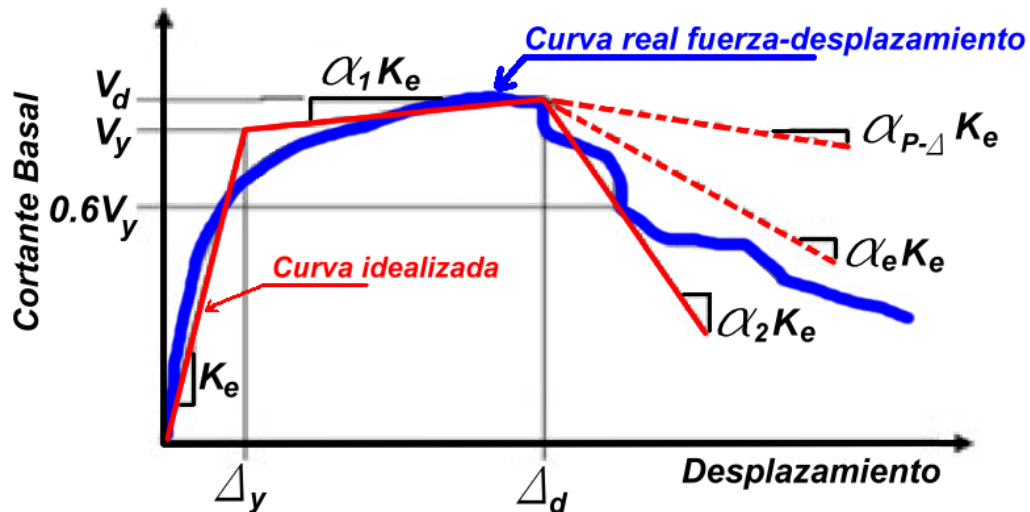


Figura 8.1 Curva idealizada fuerza-desplazamiento.

### Determinación del período efectivo

El período fundamental efectivo en la dirección bajo consideración debe estar basado en la curva idealizada fuerza-desplazamiento y se debe calcular con la siguiente expresión:

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad \text{Ecuación 8.1}$$

Dónde:

- Ti: Período fundamental elástico (en segundos) en la dirección en consideración calculado por medio de un análisis dinámico elástico.
- Ki: Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección en consideración.
- Ke: Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección en consideración.

### Análisis de modelo matemático

Para un análisis dimensional en dos direcciones se deben desarrollar dos modelos matemáticos separados representando los marcos a lo largo de los dos ejes ortogonales del edificio; Los efectos de la torsión deben ser evaluados de acuerdo a la sección 7.2.3.2 del ASCE 41-13.

Puede realizarse un análisis independiente a lo largo de cada uno de los dos ejes principales del edificio a menos que sea requerida una evaluación concurrente de efectos multidireccionales como se establece en la sección 7.2.5 del ASCE 41-13.

### Determinación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones.

Para edificios con diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso el desplazamiento objetivo  $\delta_t$ , debe ser calculado por un procedimiento aprobado que considere la respuesta no lineal del edificio de acuerdo como la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_\alpha \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad \text{Ecuación 8.2}$$

Dónde:

**S<sub>α</sub>**: Espectro de respuesta de aceleración en el periodo fundamental efectivo y relación de amortiguamiento del edificio en la dirección bajo consideración.

**g**: Aceleración de la gravedad

**C<sub>0</sub>**: Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral del sistema equivalente de un grado de libertad con el desplazamiento en el techo del edificio con un sistema de múltiples grados de libertad. Para calcularlo se debe seguir uno de estos procedimientos:

- El factor del primer modo de participación multiplicado por la ordenada del perfil del primer modo en el punto de control.
- El factor de participación de masa calculado usando un vector de perfil correspondiente al perfil deformado del edificio en el desplazamiento objetivo multiplicado por la ordenada de vector de forma en el punto de control.
- Utilizar el valor apropiado en la siguiente tabla:

Tabla 8-1 Valores para el Factor de Modificación C<sub>0</sub>

Número de pisos	Edificios de cortante*		Otros edificios
	Patrón de cargas triangular. (1.1, 1.2, 1.3)	Patrón de cargas uniforme. (2.1)	Cualquier patrón de cargas
1	1.00	1.00	1.00
2	1.20	1.15	1.15
3	1.20	1.20	1.20
5	1.30	1.20	1.20
10+	1.30	1.20	1.20

Nota: La interpolación lineal debe ser usada para calcular valores intermedios.

\* Edificios en los cuales la deriva de piso disminuye con el incremento de la altura para todos los pisos

**C<sub>2</sub>**: Factor de modificación para representar el efecto de un de ciclo de histéresis con forma apretada al centro, ciclos de degradación de rigidez y deterioro de la resistencia en la respuesta de máximo desplazamiento. Adicionalmente **C<sub>2</sub>**=1.0 para periodos mayores que 0.70 segundos.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left( \frac{\mu_{resistencia} - 1}{T_e} \right)^2 \quad \text{Ecuación 8.3}$$

La relación de resistencia  $\mu_{resistencia}$  debe ser calculada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\mu_{resistencia} = 1 + \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad \text{Ecuación 8.4}$$

Dónde:

$S_a$ : Espectro de respuesta de aceleración en el periodo fundamental efectivo y relación de amortiguamiento del edificio en la dirección bajo consideración.

$V_y$ : Resistencia de fluencia del edificio en la dirección bajo consideración calculada usando los resultados del procedimiento estático no lineal para la curva fuerza-desplazamiento no lineal idealizada del edificio.

$W$ : Peso sísmico efectivo.

$C_m$ : Factor de masa efectiva el cual se calcula con la siguiente tabla:

Tabla 8-2 Valores para el factor de masa efectiva  $C_m$

Número de pisos	Marcos de momento de concreto	Paredes de cortante de concreto	Pier-Spandrel de concreto	Otros
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o mas	0.9	0.8	0.8	1.0

Alternativamente está permitido asumir  $C_m$  como el factor de participación de masa modal efectivo para el modo fundamental usando un análisis de eigenvalores. Si el periodo fundamental  $T$  es mayor que 1 segundo, entonces  $C_m=1.0$

Para edificios con rigidez post-fluencia negativa, el máximo valor de resistencia,  $\mu_{max}$  debe ser calculada con la siguiente expresión:

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad \text{Ecuación 8.5}$$

Dónde:

$\Delta_d$ : El menor valor de desplazamiento ya sea el del desplazamiento objetivo  $\delta_t$  o el desplazamiento correspondiente al máximo cortante basal definido en la Figura 8.1.

$\Delta_y$ : Desplazamiento en la resistencia de fluencia efectiva como fue definida en la Figura 8.1.

$h$ : Se debe utilizar un valor de  $1+0.15 \ln T_e$

$\alpha_e$ : Relación de pendiente negativa de post fluencia efectiva definida por la siguiente ecuación:

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda \cdot (\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta}) \quad \text{Ecuación 8.6}$$

Dónde:

$\alpha_e$ : Relación de pendiente negativa de post fluencia efectiva la cual incluye los efectos P- $\Delta$ , degradación dentro del ciclo y degradación cíclica.

$\alpha_{P-\Delta}$ : Relación de pendiente negativa causada por los efectos P- $\Delta$

$\lambda$ : Factor de efecto de campo cercano según las siguientes reglas:

Para  $S_{X1} \geq 0.60$  para BSE-2N usar  $\lambda=0.80$

Para  $S_{X1} \leq 0.60$  para BSE-2N usar  $\lambda=0.20$

Para edificios con diafragmas no rígidos en cada nivel, la flexibilidad de cada diafragma debe ser incluida de forma explícita en el modelo. El desplazamiento objetivo debe ser calculado como se ha especificado para diafragmas rígidos, excepto que deberá amplificarse mediante la relación del desplazamiento máximo en cualquier punto en el entrepiso del desplazamiento en el centro de masa del entrepiso ( $\bar{\delta}_{max} / \bar{\delta}_{cm}$ ).  $\bar{\delta}_{max}$  y  $\bar{\delta}_{cm}$  deben estar basado en un análisis del espectro de respuesta de un modelo tridimensional del edificio. El desplazamiento objetivo calculado de esta forma no debe ser menor que el desplazamiento obtenido con la Ecuación 8.2. No se evaluará ninguna línea de marco sísmico vertical para desplazamientos menores que el desplazamiento objetivo.

Alternativamente, para edificios con diafragmas flexibles en cada entrepiso, el desplazamiento objetivo debe ser calculado para cada línea de marco sísmico vertical. El desplazamiento objetivo para cada línea de marco sísmico vertical individual debe ser como se ha especificado para edificios con diafragmas rígidos, excepto que las masas deberán se asignarse a cada línea sobre la base del área tributaria.

Los elementos de fuerza y deformación correspondientes al desplazamiento punto de control que igualen o excedan el desplazamiento objetivo deben cumplir con los criterios de aceptación de la sección 7.5.3 del ASCE 41-13.

### Desplazamiento objetivo

Este procedimiento es el presentado en el ASCE 41-13 el cual es llamado método de coeficiente para calcular el desplazamiento objetivo, otros procedimientos que pueden ser utilizados se encuentran en la sección C3.3.3.3 del FEMA 274 (1997b), adicionalmente en FEMA (2005) se presenta información de respaldo adicional del método del coeficiente y otros procedimientos que hacen referencia al método de espectro de capacidad.

El coeficiente  $C_0$  es considerado para la diferencia entre el desplazamiento entrepisos de un edificio de múltiples grados de libertad y el desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad. Usando solamente el perfil desplazamientos del primer modo ( $\Phi_1$ ) y un comportamiento elástico, el coeficiente se puede obtener con la siguiente expresión:

$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\{\varphi_1\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi_1\}^T [M] \{\varphi_1\}} \quad \text{Ecuación 8.7}$$

$$C_0 = \varphi_{1,r} \Gamma_1$$

Dónde:

$\Phi_{1,r}$ : Es la ordenada del perfil de desplazamientos del primer modo en el techo (punto de control).

$[M]$ : Matriz de masa diagonal.

$\Gamma_1$ : Factor de participación de masa del primer modo.

Considerando que la matriz de masa es diagonal, la expresión se puede reescribir como:

$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_i \cdot \varphi_{i,n}}{\sum_1^N m_i \cdot \varphi_{i,n}^2} \quad \text{Ecuación 8.8}$$

Dónde:

$m_i$ : Es la masa en el nivel i

$\Phi_{1,n}$ : Es la ordenada del perfil de desplazamientos del modo  $i$  en el nivel  $n$ .

Si el valor absoluto de la ordenada en el techo (punto de control) de cada perfil de desplazamientos para cada modo es establecido igual a la unidad, entonces el valor del coeficiente  $C_0$  será igual al del factor de participación de masa del primer modo.

El cálculo explícito de  $C_0$  usando el perfil de desplazamientos deflectado real podría ser benéfico en términos de una baja amplificación del desplazamiento objetivo. El vector real del perfil de desplazamientos debería tomarse de cualquier forma, particularmente por que se intenta simular la variación en el tiempo del perfil de deflexiones del edificio respondiendo de forma inelástica al movimiento del suelo y es probable que sea diferente del perfil de desplazamientos elástico del primer modo. Por tanto, si este método es usado, el factor de participación de masa,  $\Gamma_1$  debería ser calculado usando el perfil de deflexiones real como el vector de perfil de desplazamientos en vez de la forma del perfil de desplazamientos del modo.

El uso de valores tabulados, los cuales están basados en un vector de línea recta con masas iguales en cada nivel de entrepiso, es muy aproximado y podría ser demasiado conservador. Coeficientes para estimar el desplazamiento objetivo se han estado modificando basándose en recomendaciones contenidas en el FEMA 440 (2005).

El FEMA 440 (2005) concluye que el límite previo para el factor  $C_1$  no era apropiado, y una ecuación simplificada fue recomendada basándose en la relación de resistencia  $\mu_{resistencia}$ , el período efectivo  $T_e$  y el factor de clase de sitio  $a$ , con el valor límite en un período  $T=0.2$  segundos. El FEMA 440 (2005) recomienda factores de clase de sitio para sitios clase B, C y D solamente. El factor de clase de sitio A se ha establecido igual al del B y los factores para los sitios E y F se han establecido igual al factor de sitio para el sitio D. El uso de la ecuación simplificada para  $C_1$  para estimar los desplazamientos para sitios con suelos blandos incluyendo clases E y F, tiene una gran incerteza debido a grandes dispersiones en los resultados en estudios de osciladores de un solo grado de libertad en suelos blandos. EN FEMA 440 (2005) se discute de forma más profunda las incertezas relacionadas con la ecuación para  $C_1$ .

El factor  $C_2$  fue revisado para considerar de mejor manera los efectos de la degradación cíclica de la rigidez, tal y como se recomienda en el FEMA 440 (2005). Para edificios con sistemas que no exhiben degradación de la rigidez y/o resistencia, el coeficiente  $C_2$  puede ser asumido como 1.0. Esta asunción incluiría edificios con concreto moderno o marcos resistentes de momento de acero, marcos de apoyos excéntricos de acero y marcos con apoyos restringidos al pandeo como sistemas originales o como sistemas añadidos durante un readecuamiento sísmico.

El coeficiente  $C_3$  se ha eliminado y reemplazado con la relación de resistencia máxima  $\mu_{max}$ , la cual intenta medir la inestabilidad dinámica. Donde el valor de  $\mu_{max}$  es excedido se recomienda un Procedimiento de Análisis Dinámico con el objetivo de capturar la degradación de la resistencia y los efectos dinámicos P- $\Delta$  y de esta manera confirmar la estabilidad dinámica del edificio. Como se recomienda en el FEMA 440 (2005) el Análisis Dinámico debe incluir la degradación de resistencia o rigidez cíclica o en ciclos en el modelo histerético de los componentes según sea requerido. La relación efectiva de pendiente negativa post fluencia  $\alpha_e$ ,

fue introducida en el FEMA 440 (2005) como una variable necesaria para determinar la máxima relación de resistencia,  $\mu_{max}$ , que debe el edificio debe tener como un aspecto antes de la inestabilidad dinámica del edificio. La pendiente negativa causada por los efectos P- $\Delta$ ,  $\alpha_{P-\Delta}$ , está basado la fuerza de restablecimiento necesaria para balancear el momento de vuelco causada por el peso de la estructura desplazada una cantidad  $\Delta$ , actuando en la altura efectiva del primer modo. Esto puede determinarse utilizando un software de análisis estructural en el que se pueda comparar los resultados de la rigidez de realizando una corrida de análisis usando los efectos P- $\Delta$  y haciendo otra corrida sin considerar estos efectos.

### **Demandas de modificación**

El desplazamiento objetivo debe ser modificado para considerar los efectos de torsión de acuerdo con la sección 7.2.3.2 del ASCE 41-13.

### **Diafragmas**

Los diafragmas deben ser evaluados o readecuados para resistir los efectos combinados de las fuerzas horizontales resultado de la compensación de los en cambios en la rigidez, los elementos de marco sísmico vertical arriba y abajo el diafragma y las fuerzas en diafragma determinadas usando las secciones 7.4.1.3.4 Fuerzas de diafragma la cual se describe a continuación:

Los diafragmas deben ser evaluados o readecuados de los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia  $F_{px}$  calculada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_{px} = \frac{\sum_1^n F_i}{\sum_1^n W_i} W_x \quad \text{Ecuación 8.9}$$

Dónde:

$F_{px}$ : Fuerza inercial de Diafragma en el nivel x

$F_i$ : Fuerza lateral aplicada en el nivel i

$W_i$ : Porción del peso sísmico efectivo W localizado o asignado en el entrepiso i

$W_x$ : Porción del peso sísmico efectivo localizado o asignado en el entrepiso al nivel x.

Las acciones resultantes de la compensación en los cambios en la rigidez de elementos verticales de marcos sísmicos deben ser tomadas como fuerzas controladas, a menos que pequeñas fuerzas sean justificadas por medio de otro análisis racional y deberán ser añadidas directamente al diafragma de fuerzas inerciales. Adicionalmente para determinar estas acciones se deben considerar las recomendaciones de la sección 7.4.2.3.2 del ASCE 41-13.

Para edificios analizados usando un procedimiento estático no lineal, el amortiguamiento debe estar de acuerdo a 7.2.3.6 del ASCE 41-13.