UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES

INGENIERÍA CIVIL

INFORME PRACTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES POR DESPLAZAMIENTOS DIRECTOS APLICADO A EDIFICIOS

MANUEL CORNET OLIVA

TUTOR DOCENTE: GUILLERMO GERBAUDO

TUTOR EXTERNO: CARLOS GERBAUDO

- 2014 -

RESUMEN

Este informe de Práctica Profesional Supervisada (PPS) plantea la aplicación del Método de Diseño de Estructuras Sismorresistentes por Desplazamientos (DDBD por sus siglas en inglés) en estructuras de hormigón armado. Específicamente se aplica a las estructuras comúnmente utilizadas en nuestro medio para la construcción de edificios en altura: tabiques y pórticos.

El DDBD es un procedimiento de cálculo que determina las solicitaciones de una estructura ante un sismo, mediante la utilización de un sistema inelástico equivalente de la estructura de un grado de libertad (SDOF), sometido al desplazamiento máximo permisible de la estructura real.

En el informe, se plantean los fundamentos experimentales sobre los que se basa la aplicación de este método, en especial comportamiento del hormigón armado y la determinación de la respuesta elástica y plástica de los distintos elementos estructurales (columnas, vigas, tabiques).

A continuación se desarrolla la aplicación específica para pórticos, tabiques y sistemas pórtico-tabique, con un ejemplo de aplicación práctica para cada caso. Estos ejemplos se centran en la determinación de las solicitaciones sísmicas para cada tipo de estructura, sin entrar en el dimensionado de las secciones.

Al final se realiza una pequeña comparación del diseño de pórticos por el DDBD, respecto pórticos diseñados utilizando el reglamento argentino CIRSOC 103.

CONTENIDO

1-Introduccion 3
1.1-Objetivos 3
1.2-Contenido 4
2-Análisis de antecedentes 5
2.1-Conceptos Básicos 5
2.2-Desventajas del diseño sísmico basado en fuerzas 8
2.3-Dificultades para la aplicación del DDBD 11
3-Fundamentos del método 12
3.1-Introducción 12
3.2-Propiedades de los materiales 13
3.2.1- Propiedades del hormigón 14
3.2.2- Propiedades del acero 15
3.2.3- Idealización de la curva momento-curvatura del hormigón armado 16
3.2.4- Respuesta Fuerza-desplazamiento 18
3.3-Influencia de la tipología estructural 21
3.3.1- Curvatura de fluencia en columnas circulares de hormigón 21
3.3.2- Curvatura de fluencia en columnas rectangulares de hormigón 24
3.3.3- Curvatura de fluencia en tabiques de hormigón 24
3.3.4- Deriva de fluencia en pórticos de hormigón 25
3.4- Límites de desplazamiento 27
3.4.1- Determinación del desplazamiento de diseño 29
3.5- Características del SDOF 29
3.5.1- Masa, altura efectiva y ductilidad 30
3.5.2- Amortiguamiento equivalente 30
3.5.3- Período efectivo 33
3.6- Rigidez y corte basal 35
4-Aplicación a estructuras para edificios 37

4.1-Pórticos 37
4.1.1-Desplazamiento de diseño 37
4.1.2-Desplazamiento de fluencia 39
4.1.3-Ductilidad y amortiguamiento 40
4.1.4-Período efectivo 41
4.1.5-Rigidez y corte basal 43
4.1.6-Ejemplo de aplicación 43
4.2-Tabiques 48
4.2.1-Desplazamiento de diseño 49
4.2.2-Desplazamiento de fluencia 52
4.2.3-Ductilidad y amortiguamiento 53
4.2.4-Período efectivo 54
4.2.5- Rigidez y corte basal 55
4.2.6-Ejemplo de aplicación 55
4.3-Sistema pórtico-tabique 61
4.3.1-Consideraciones preliminares 61
4.3.2-Desplazamiento de diseño 64
4.3.3-Desplazamiento de fluencia 67
4.3.4-Ductilidad y amortiguamiento 67
4.3.5-Período efectivo 68
4.3.6-Rigidez y corte basal 69
4.3.7-Ejemplo de aplicación 72
4.4-Comparación con el método de las fuerzas 78
5-Conclusiones 82
6-Referencias 83

1-INTRODUCCION

En los últimos años, se han detectado distintos aspectos y problemas en los enfoques de diseño de estructuras ante sismos basados en fuerzas. Los desplazamientos de las estructuras fueron tomando protagonismo como los indicadores del daño de las mismas, y nuevos métodos de diseño fueron apareciendo para solventar las falencias del diseño basado en fuerzas, como por ejemplo los métodos de diseño por performance o diseño por desplazamientos.

El método de diseño de estructuras basado en desplazamientos directos (DDBD por sus siglas en inglés) es un procedimiento de cálculo que determina las solicitaciones de una estructura ante un sismo, mediante la utilización de un sistema equivalente de la estructura de un grado de libertad (SDOF) sometido al desplazamiento máximo permisible de la estructura real.

Los valores obtenidos del SDOF reflejan la resistencia necesaria en las rótulas plásticas preestablecidas para lograr los desplazamientos de diseño. Luego se diseña el resto de la estructura mediante un diseño por capacidad, similar al utilizado en la actualidad en muchos códigos de diseño, incluido el CIRSOC 103, vigente actualmente en Argentina.

1.1-OBJETIVOS

El principal objetivo de este informe es presentar un enfoque alternativo al actualmente utilizado para el diseño de estructuras sismorresistentes, que se basa en las fuerzas solicitantes durante el sismo de diseño para dimensionar los elementos fusibles en una estructura de hormigón armado. Este enfoque es el utilizado en la mayoría de los códigos sísmicos alrededor del mundo.

En este informe se propone como alternativa el método de diseño basado en desplazamientos directos, propuesto por Nigel Priestley et al.[1] Se busca dar una visión integral del mismo, aplicado específicamente a las tipologías más utilizadas para estructuras de edificios en altura de hormigón armado: pórticos y tabiques.

Como objetivos específicos dentro de lo nombrado en los párrafos anteriores, se destaca:

- Detectar las principales falencias del actual enfoque del diseño de estructuras para resistir acciones sísmicas.
- Explicar los principios fundamentales del método, sobre los que se basa su aplicación: amortiguamiento de la estructura, desplazamiento de diseño, etc.
- Analizar la aplicación paso a paso del DDBD a estructuras aporticadas, tabiques y combinación de las dos anteriores.

1.2-CONTENIDO

El siguiente informe está dividido en tres partes:

1) En primer lugar se describe en forma general el DDBD y se presentan los problemas asociados al método de diseño por fuerzas (FBD por siglas en inglés), y los desafíos que estas falencias plantean al diseñador de estructuras sismorresistentes.
2) El segundo punto es plantear detalladamente los fundamentos del método DDBD, desde el tratamiento que se hace de los materiales, hasta las variables involucradas en la obtención de los parámetros de diseño.
3) El último paso es realizar la aplicación del DDBD a estructuras utilizadas en nuestro medio para edificios en altura: pórticos y tabiques de hormigón armado. Se realiza un planteo teórico seguido de un ejemplo de aplicación.

2-ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

2.1-CONCEPTOS BÁSICOS

El DDBD es un método de diseño que varía su aplicación y desarrollo según el tipo de estructura a analizar, ya sea esta un sistema aporticado, de tabiques, un puente, etc.

Sin embargo, el razonamiento básico para la aplicación del diseño es siempre el mismo: determinar un desplazamiento de diseño y un sistema equivalente inelástico de un grado de libertad (SDOF), que tendrá un comportamiento lineal caracterizado por una rigidez efectiva (secante). A partir de éstos, determinar el corete sísmico de diseño en la base de la estructura real.

Sucintamente, los pasos a seguir para la aplicación son los siguientes:

Determinación del desplazamiento de diseño: Se calcula un desplazamiento máximo para la estructura **Δd**, que estará compuesto usualmente por una porción elástica y otra plástica:

$$\Delta d = \Delta y + \Delta p$$

En sistemas de múltiples grados de libertad estará representado por un promedio ponderado de los desplazamientos máximos de cada GDL según la masa m_i de cada uno de ellos involucrada en el primer modo de vibración:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i^{\,2}}{\sum m_i \; x \; \Delta_i}$$

Usualmente, se toman como parámetros para definir el desplazamiento máximo, la resistencia de los materiales de la estructura, o un valor de deformación que limite el daño estructural o no estructural que me asegure una cierta "performance" de mi construcción.

Caracterización del SDOF: se debe determinar la altura efectiva $\mathbf{H_e}$, y la masa total involucrada en el primer modo de vibración $\mathbf{m_e}$. Los mismos se calculan en base a los desplazamientos totales de cada piso, siendo las fórmulas generales:

$$m_e = \frac{\sum m_i \, . \, \Delta_i}{\Delta_d}$$

$$H_e = \frac{\sum m_i \, . \, \Delta_i \, . \, H_i}{\sum m_i \, . \, \Delta_i}$$

Donde m_i es la masa asociada a cada grado de libertad, Δ_i es el desplazamiento de cada masa, y H_i es la altura de cada masa.

Determinación del período equivalente de la estructura T_e: para obtener este valor se debe determinar primero el amortiguamiento equivalente ξ de la estructura que depende de la ductilidad de mi estructura:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

y del sistema estructural utilizado (pórtico, tabique, hormigón pretensado, etc), que define la regla histerética a utilizar para determinar la energía amortiguada. Este amortiguamiento se utiliza luego para disminuir el espectro de desplazamientos elástico para obtener el inelástico, mediante la fórmula:

$$R_\mu = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi}\right)^\alpha$$

Donde α varía según la velocidad de la onda sísmica. Definido el amortiguamiento puedo determinar el espectro de desplazamientos. De éste, obtengo el período efectivo T_e a partir de Δd.

Cálculo de la rigidez equivalente Ke del SDOF: esta representa la rigidez secante luego de la deformación inelástica, y es la que se utiliza para determinar el corte basal. La fórmula depende de la masa y el período de la forma:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e 2}$$

Obtención del corte basal V_B: con el desplazamiento y la rigidez ya obtenidos, simplemente calculo el corte como

$$V_B = K_e \, x \, \Delta_d$$

Luego el corte se distribuye según las características estructurales y geométricas de la construcción, y permitirá el diseño de las rótulas plásticas que deberá ser complementado con el diseño por capacidad correspondiente.

Todo lo anteriormente expuesto puede verse en la figura 1, donde se esquematiza la aplicación del método para un edificio aporticado de cuatro planta.

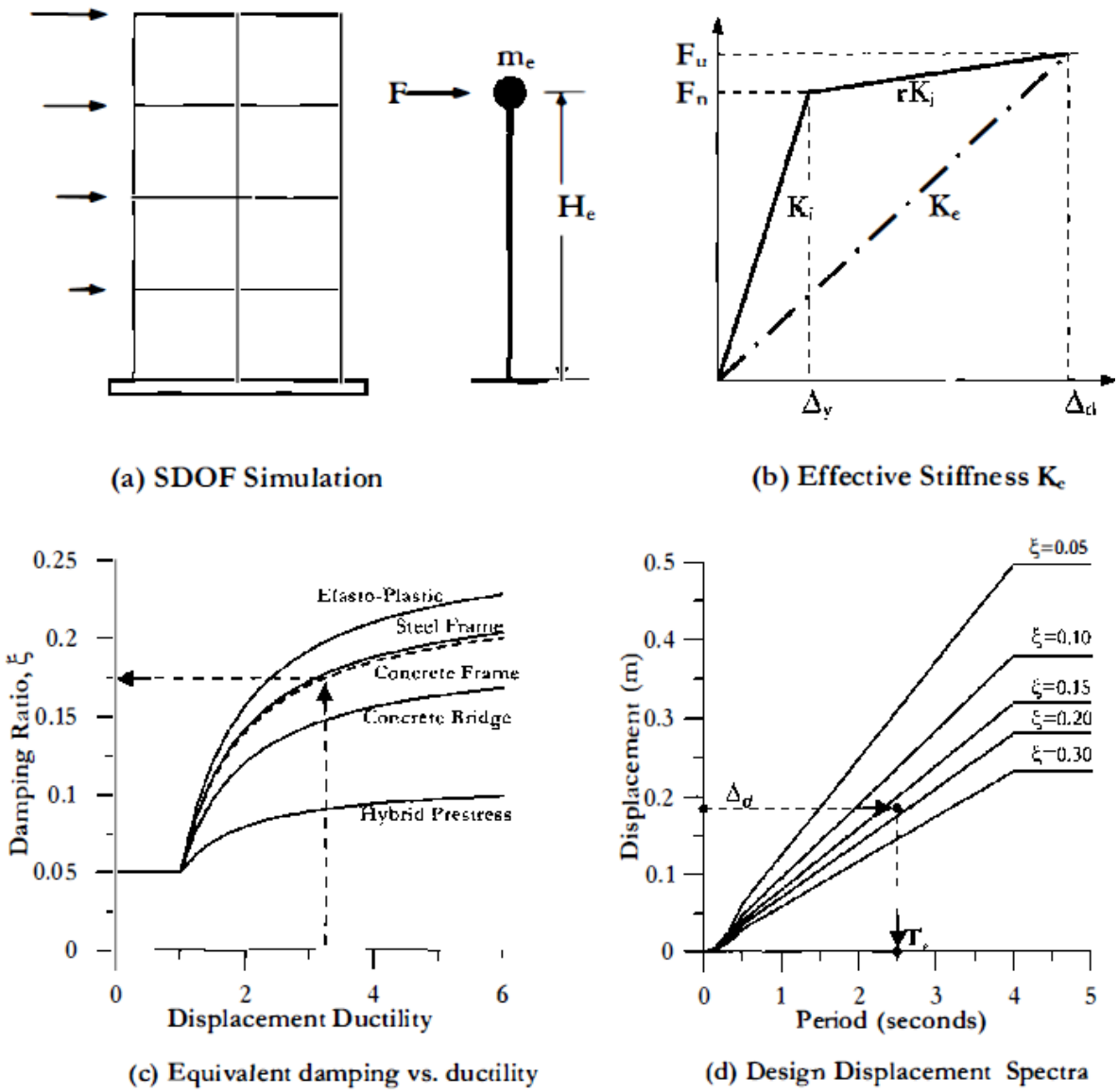


FIGURA 1: APLICACIÓN BÁSICA DEL DDBD [1]

En la figura (a) puede apreciarse el SDOF, y a su derecha la representación bilineal de la curva fuerza-desplazamiento, donde K_i representa la rigidez elástica y rK_i la porción plástica. K_e es la rigidez secante usada en la representación del SDOF.

En los gráficos en la parte inferior, vemos el amortiguamiento total representado según el tipo de estructura y la ductilidad, y los espectros inelásticos de desplazamiento disminuidos según el amortiguamiento aplicado.

2.2-DESVENTAJAS DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS

El diseño sismorresistente se ha basado tradicionalmente en fuerzas (FBD), como consecuencia de la metodología para diseñar otro tipo de solicitaciones tales como cargas gravitacionales y de viento. No obstante, la resistencia a cargas laterales de la estructura tiene menor importancia en el diseño sismorresistente. Esto se debe a que la estructura tiene menor resistencia que la demandada por las cargas gravitacionales, la estructura colapsa. Sin embargo, si la resistencia es menor que la demandada por el sismo, la estructura fluye, incursionando en el campo plástico, disipando energía y si ha sido diseñada adecuadamente no colapsa.

Por otro lado, los métodos de diseño basado en fuerzas, usado convencionalmente en los códigos actuales, basan sus formulaciones en un comportamiento elástico de la estructura.

Las fuerzas que se aplican en la estructura corresponden a la respuesta elástica de la misma utilizando un espectro de aceleraciones elásticas para obtenerlas. Este último, a su vez, se basa en estimaciones elásticas de la rigidez. Luego esas fuerzas se dividen por un factor de reducción que representa la capacidad de ductilidad de la estructura. Las fuerzas reducidas se aplican directamente a la estructura, que conserva sus características elásticas, y luego se verifica que los desplazamientos no superen las derivas límites impuestas por el código utilizado.

A continuación se listan algunas de las desventajas más notables del FBD:

Uso de la rigidez elástica para definir el comportamiento de la estructura: este parámetro no se conoce al comienzo del proceso de diseño (hay un predimensionado que da alguna noción de la misma, pero sin certeza). Esto genera que el cálculo del período efectivo, y por ende del corte basal, contengan un margen de error significativo.

Por otro lado, la distribución del corte basal, en los FBD se realiza en base a la rigidez elástica. Esto es ilógico, porque plantea que todas las rótulas plásticas van a formarse simultáneamente y para el mismo desplazamiento, a pesar de sus distintas rigideces.

El error en este último punto, surge porque el FBD considera una rigidez EI constante, y por lo tanto la curvatura de fluencia $\emptyset_y$ es directamente proporcional al momento resistente M_N:

$$EI.\emptyset_y = M_N$$

Distintos estudios demuestran que la curvatura es prácticamente independiente de la resistencia de la sección, por lo que lógicamente, resistencia y rigidez serán constantes.

Esto se demuestra en la parte teórica del informe. En la figura pueden verse primero el planteo actual, y luego lo que el DDBD expresa.

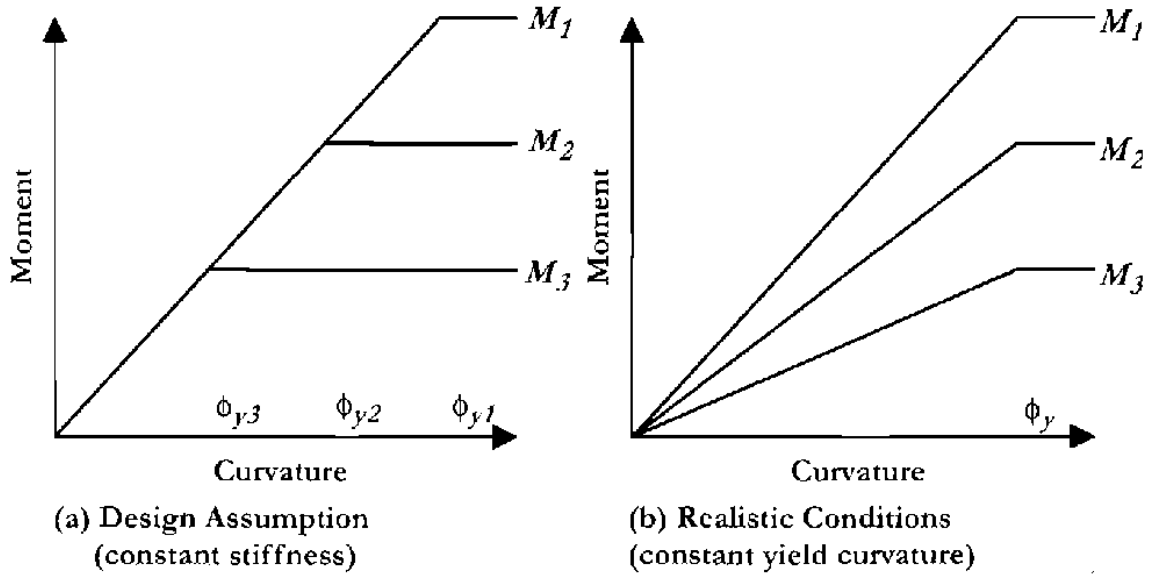


FIGURA 2: CURVATURA DE FLUENCIA SEGÚN FBD Y DDBD [1]

La rigidez no será constante: primero se fisurará la sección, variando para siempre su rigidez inicial. A eso se le sumará la reducción de rigidez que se dará luego de cada incursión en el campo plástico.

Lo planteado anteriormente se traduce directamente a la curva fuerza-desplazamiento, por lo que la suposición de que el desplazamiento de fluencia es función de la resistencia al corte es errónea. Las rótulas se formaran en distintos momentos, y la fuerza se irá redistribuyendo a medida que aparezcan nuevas rótulas, así como la rigidez de los elementos se irá degradando para cada ciclo de carga.

Factores de reducción de resistencia constantes para cada tipo estructural: En DBF se utilizan factores de reducción de las solicitaciones sísmicas R, para reducir la demanda elástica de resistencia y aumentar la incursión en el campo plástico. Por lo tanto, la magnitud de los factores R está relacionada fundamentalmente con la ductilidad asociada a la estructura o a un sistema estructural. En los códigos de DBF se presentan valores de R que varían dependiendo del tipo de estructura, implicando que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño, independiente de sus características particulares.

En el siguiente ejemplo se demuestra que este planteo es incorrecto. Suponiendo que se tienen dos pilas de puente de igual sección transversal, pero de 3m de altura la primera y de 8m la segunda, tal como se aprecia en la figura 3.

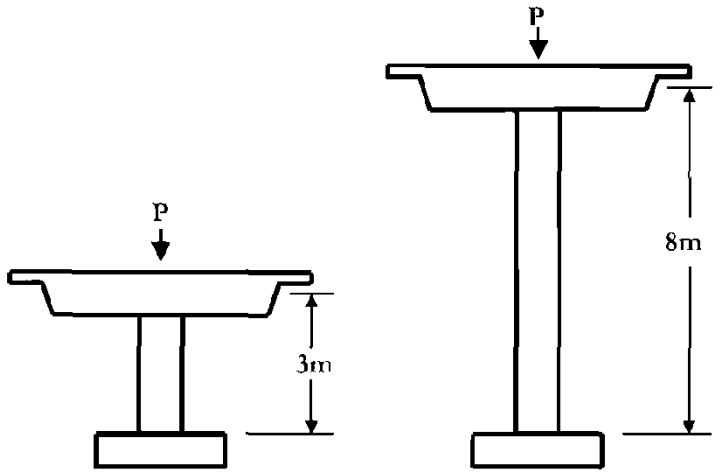


FIGURA 3: PILAS DE PUENTE DE DISTINTA RIGIDEZ [1]

Si se utilizan los conceptos que más adelante se verán, el desplazamiento de fluencia Δ_y se puede estimar como:

$$\Delta_y = \emptyset_y . H^2/3$$

Con H igual a la altura efectiva, y $\emptyset_y$ la curvatura de fluencia. El desplazamiento plástico Δ_p es:

$$\Delta_p = \emptyset_p . L_p . H$$

La ductilidad de cada estructura será entonces:

$$\mu = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3\frac{\emptyset_p L_p}{\emptyset_y H}$$

Donde $\emptyset_p$ es la curvatura en zona plástica y L_p es la longitud de la rótula plástica en la base, que está poco relacionada a la altura de la pila.

Tomando diámetro de armadura longitudinal igual para las dos pilas, que deriven en una longitud de anclaje de 30 cm, y el mismo tipo de acero, la fórmula resulta:

$$\mu = 1 + 3\frac{\emptyset_p(0{,}08 . H + 0{,}30)}{\emptyset_y H}$$

De aquí se desprende que la ductilidad de la columna flexible será mayor que la de la columna corta, por ende haciendo inválido el planteo de que para un mismo tipo de estructura se aplica un mismo coeficiente de reducción.

La consecuencia de lo aquí planteado es que se construyen estructuras con distinto riesgo de falla dentro de una misma estructura.

El FBD no suele tener en cuenta los efectos de la fundación: la fundación tiene incumbencia directa en la determinación de los desplazamientos de fluencia de la estructura, y no está contemplado en los FBD.

En el DDBD esto se aplica con la inclusión de los desplazamientos de la fundación en el cálculo del desplazamiento de fluencia y de diseño; e inclusión del amortiguamiento de la misma en la determinación de los esfuerzos.

2.3-DIFICULTADES PARA LA APLICACIÓN DEL DDBD

Si bien subsana muchas deficiencias presentes en el FBD, el diseño por desplazamientos directos tiene algunos pormenores que dificultan su aplicación respecto del primero:

- Se requiere de experiencia por parte del diseñador respecto del comportamiento de la estructura para determinar la distribución de los esfuerzos dentro de la misma. Esto se da tanto para distribuir el corte basal, como también para determinar la contribución a la resistencia flexional de los distintos elementos de una estructura.

- Actualmente se requiere y se asume alto nivel de regularidad sísmica y simetría en las estructuras, como así también uniformidad en las secciones de los elementos estructurales, tanto en altura como en planta.

- En puentes, se tienen en cuenta sólo algunos tipos de suelo (arena y arcilla) para establecer los desplazamientos de las fundaciones.

Sin embargo, a medida que éste método se vaya difundiendo, los códigos evolucionarán a manera de tratar de abarcar la mayor cantidad de casos posibles, como así también tratar de evitar ambigüedades dentro del proceso de diseño.

3-FUNDAMENTOS DEL MÉTODO

3.1-INTRODUCCIÓN

En este capítulo presenta una visión integral del DDBD aplicado a edificios en altura, poniendo énfasis en los conceptos teóricos que se utilizan para la definición de los desplazamientos límites usados en el diseño, y las características del SDOF que servirá para la determinación de las solicitaciones sísmicas.

Para esto se detallará paso a paso el mecanismo de cálculo sugerido por Priestley et al.[1], analizando cuando sea necesario, los conceptos involucrados en cada etapa.

Lo aquí expuesto, sin embargo, es aplicable siempre y cuando el edificio sea **regular**, desde el punto de vista del comportamiento sísmico. No se tendrán en cuenta los efectos de torsión (que tiene para el DDBD un tratamiento similar al utilizado actualmente por el CIRSOC 103) ni los efectos P-Delta.

Dado que el diseño de la estructura y las solicitaciones dependen de la magnitud de los desplazamientos, es importante determinar éstos con cierta precisión.

Lo primero que debe hacerse es discretizar las masas de la estructura. En edificios de departamentos, estas masas suelen coincidir con las losas de los distintos pisos, y es bastante acertado modelarlo como una sola masa por piso. Sin embargo, para configuraciones irregulares o pisos muy altos, pueden tomarse varias masas en un mismo nivel y/o masas intermedias en altura.

Es importante también la altura y ubicación que se le asigne a cada masa, ya que será determinante en la forma de la deformada, y porque las fuerzas inerciales aumentan a mayor altura, por ser mayores las aceleraciones.

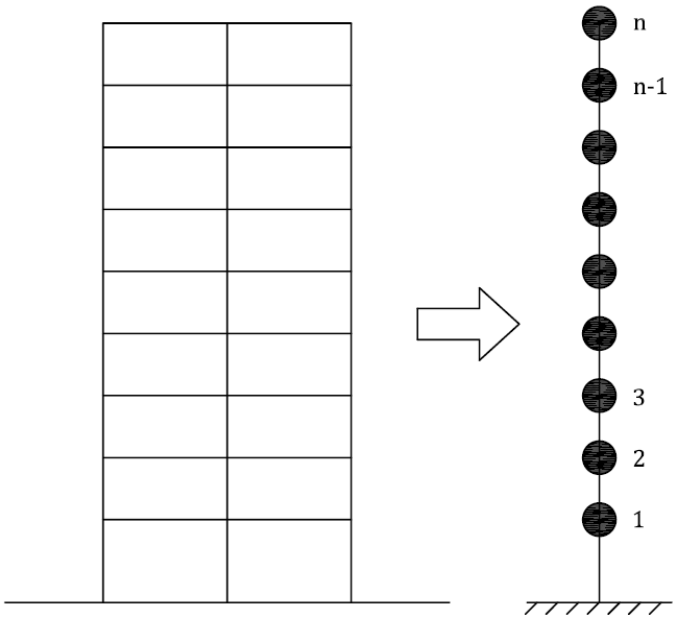


FIGURA 4: DISCRETIZACIÓN DE MASAS

Obtenidas las n masas de la estructura, hay que determinar los desplazamientos totales, compuestos por una parte elástica y otra inelástica:

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p$$

Para conocer cómo se desplaza el edificio, es imprescindible conocer el comportamiento del mismo ante solicitaciones horizontales. Esto dependerá de dos cuestiones fundamentales: el comportamiento de los materiales involucrados frente a las solicitaciones (el hormigón y el acero) en su fase elástica y plástica; y la influencia de la tipología estructural (pórtico, tabique, etc.).

3.2-PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

El material más utilizado en Córdoba (y Argentina) para la construcción de edificios en altura es el hormigón armado. Este material conjuga en sí mismo un material frágil con una buena resistencia a compresión como es el hormigón, con otro dúctil, de buen comportamiento tanto a tracción como a compresión, que es el acero.

Estos materiales se pueden representar, en cuanto a su comportamiento, por gráficos de tensión vs deformación específica. En el caso de una sección de hormigón armado, se representa mediante curvas de momento vs curvatura. Como en general el diseño sismorresistente se hace en función del momento solicitante en las rótulas plásticas preestablecidas, se considera más representativo tomar momento-curvatura para

caracterizar la sección de hormigón armado. A partir de estos gráficos, se obtendrán los correspondientes a fuerza-desplazamiento de algún punto representativo del comportamiento de la estructura completa, ya que en última instancia, lo que se busca es determinar el perfil de desplazamientos de la estructura a diseñar.

Los resultados experimentales presentados más adelante se basan en los estudios realizados por Priestley[8][9]. Para estos análisis, es muy importante conocer los supuestos iniciales. En este caso, las simplificaciones incluyen:

- Hipótesis de Bernoulli-Navier: las secciones se mantienen planas hasta la rotura, lo que implica un perfil lineal de deformaciones de la sección.
- Perfecta adherencia entre hormigón y acero: resulta en deformaciones idénticas de los materiales a igual distancia del eje neutro.
- La relación tensión-deformación no lineal del hormigón y el refuerzo son conocidas.
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón: al ser el estado de carga por sismo un estado reversible, la fisuración del hormigón genera que la carga a tracción sea tomada prácticamente en su totalidad por el acero.
- La fuerza axial (si la hubiere) se aplica en el centroide de la sección.

3.2.1- Propiedades del hormigón

Tal como se utiliza en el diseño sísmico actualmente en el país, el hormigón utilizado en los elementos estructurales se confina con una armadura transversal en forma de estribos o zunchos, que permite un aumento sensible en la deformación última del hormigón. Puede también generar un aumento en la resistencia, pero esto no es el efecto que interesa al darle el confinamiento, sino aumentar el desplazamiento final que aumente a su vez la ductilidad de la estructura, entre otras cosas.

En la figura 5, se observa el comportamiento del hormigón confinado y no confinado. Se aprecia en la misma como la deformación última del hormigón confinado ε_{cu} (tomada como aquella para la cual se rompe la armadura de confinamiento) es sensiblemente mayor a la deformación límite ε_{sp} del hormigón sin confinar.

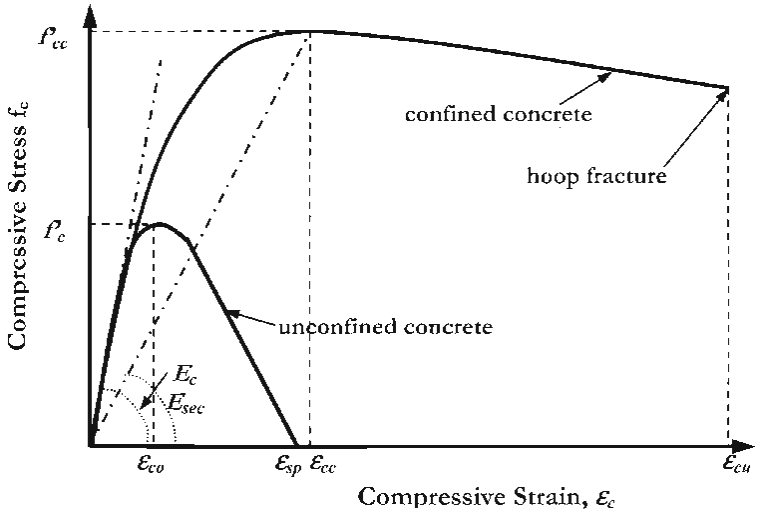


FIGURA 5: TENSION-DEFORMACION DEL HORMIGÓN. [1]

3.2.2- Propiedades del acero

El comportamiento del acero en diseño sísmico está caracterizado, en su respuesta monotónica, por tres fases, tal como se observan en la figura 6:

- La zona elástica lineal (hasta la fluencia ε_y)
- El plateau de fluencia (hasta el inicio del endurecimiento ε_{sh})
- La zona de endurecimiento del acero (hasta la deformación última ε_{su})

Los valores de cada límite varían según el país y el acero considerado. Algunos valores indicativos pueden ser $\varepsilon_{sh} = 0.008$ para el inicio del endurecimiento y $\varepsilon_{su} = 0.10$ ó 0.12. ε_y se obtiene de la división de la tensión de fluencia f_y y el módulo de elasticidad E, $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$, siendo un valor común $\varepsilon_y = 0.002$. Un entorno lógico para la relación entre tensión última f_u y de fluencia f_y puede ser entre 1.35 y 1.5.

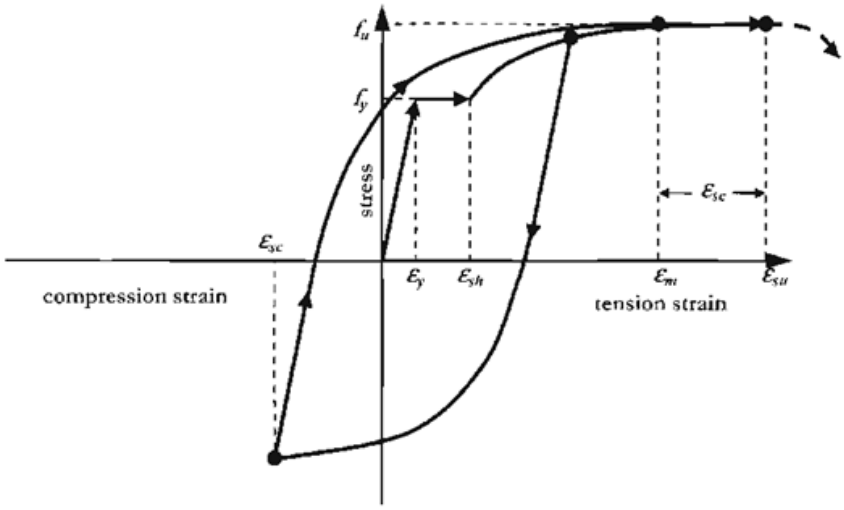


FIGURA 6: TENSIÓN-DEFORMACION DEL ACERO [1]

En la figura 6, ε_{sc} representa la disminución de deformación última por los ciclos de carga y descarga.

3.2.3- Idealización de la curva momento-curvatura del hormigón armado

La curva de momento-curvatura es la herramienta más utilizada y la más idónea para representar el comportamiento de una sección de hormigón armado, como se estableció anteriormente.

En esta se representa el momento solicitante o resistente de una sección en un instante de tiempo dado, y la curvatura correspondiente a esa solicitación. Variando el momento y curvatura en el tiempo, se puede obtener una curva continua desde la configuración sin carga hasta la falla de la sección (momento último).

Para el diseño de estructuras, es generalmente suficiente contar con una aproximación bilineal de la relación momento-curvatura del hormigón armado con una rama inicial que represente el estado elástico, y una rama plástica post-fluencia.

Es importante que para la primera rama se utilice la rigidez secante, que represente la sección fisurada, y no la rigidez inicial, que será válida para niveles de carga bajos.

En este caso, el punto de fluencia se toma como el momento en que se alcanza la tensión de fluencia de la armadura longitudinal, o la tensión para la cual la fibra de hormigón comprimido más lejana al eje neutro alcanza una deformación de 0.002; lo que suceda primero. Este punto definirá M_y y ϕ'_y.

Se traza una recta desde el inicio a este punto, y se la extrapola hasta un valor M_N, que representa una deformación de 0.015 de la armadura en tracción o 0.004 del hormigón en compresión. De ese punto obtengo la curvatura nominal de fluencia ϕ_y.

Luego trazo una segunda recta hasta la condición final M_u y ϕ_u.

En la figura 7, se muestra la curva momento-curvatura real en trazo continuo, y la simplificación bilineal mediante el método antes descripto.

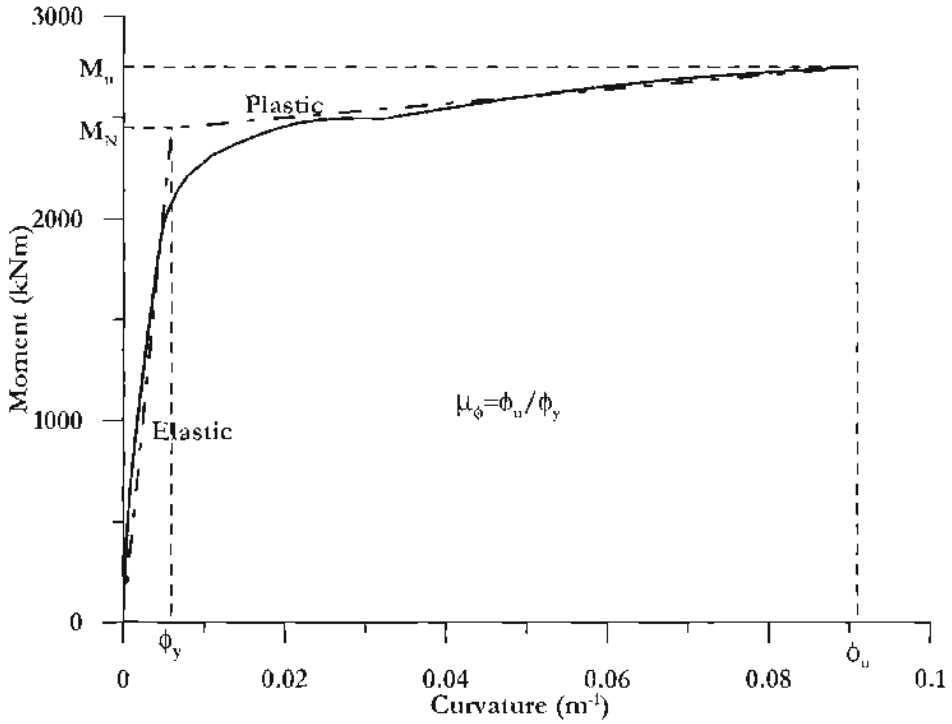


FIGURA 7: SIMPLIFICACIÓN GRÁFICO MOMENTO-CURVATURA DEL HORMIGÓN [1]

En la figura 8 se muestra aumentada la porción elástica de la curva. Puede apreciarse con mayor detalle la rigidez elástica, y también puede verse M_{cr}, que representa el momento para el cual se produce la fisuración de la sección.

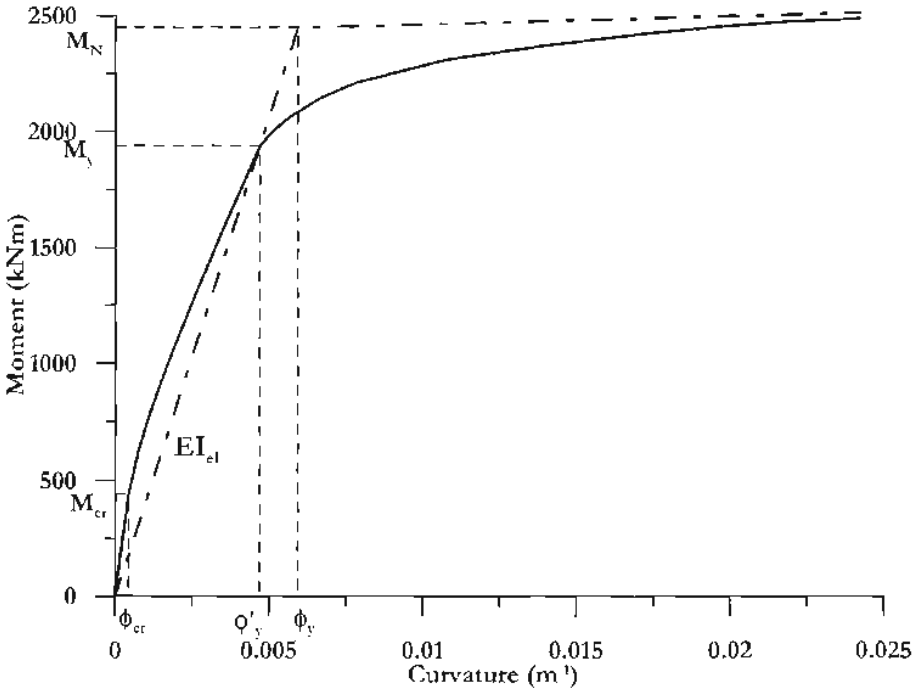


FIGURA 8: FASE ELÁSTICA DEL HORMIGÓN ARMADO [1]

3.2.4- Respuesta Fuerza-desplazamiento

A partir de los gráficos de momento-curvatura, se deducen los correspondientes a fuerza-desplazamiento.

La fuerza está determinada simplemente por la solicitación de la estructura, es decir las cargas que la afectan. Los desplazamientos, en cambio, se determinan a partir de la integración de la deriva en altura; deriva que surge de integrar la curvatura en la elevación del edificio.

Como ejemplo puede tomarse una pila de puente como la de la figura 9, cargada con una fuerza en la cabeza de la misma, y cuya variación de momento y curvatura en altura, se indica a su derecha.

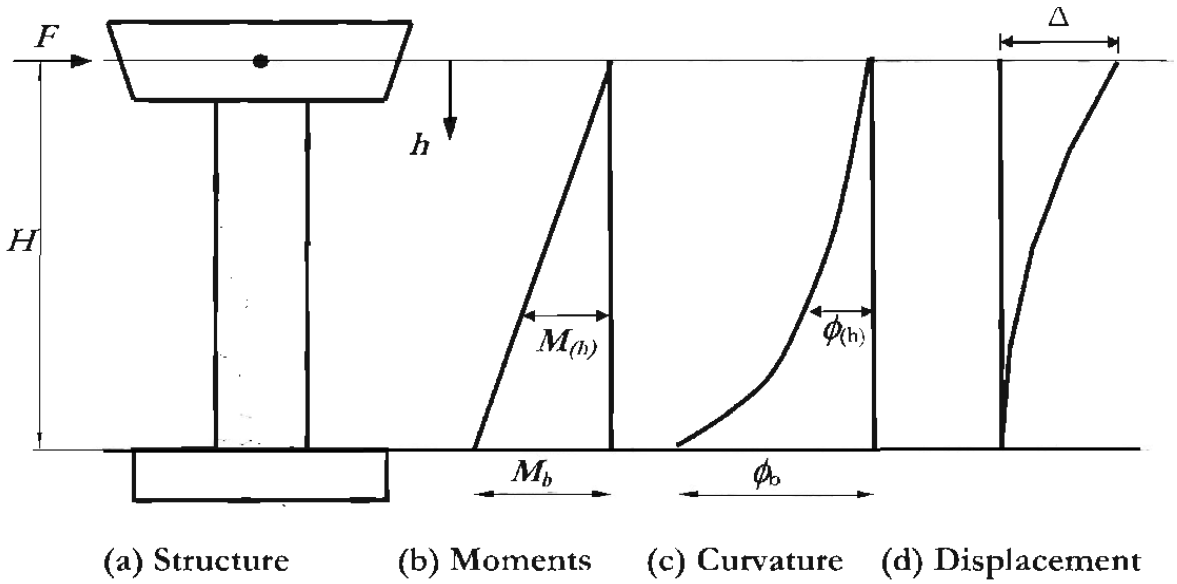


FIGURA 9: RESPUESTA DE PILA DE PUENTE [1]

En este caso la fuerza será F, que está aplicada en la parte superior de la pila. El momento a considerar $M_h = F.h$.

Las curvaturas se determinan a partir del gráfico momento-curvatura del hormigón armado para cada valor de M_h, en altura, pudiendo graficar la variación de $\emptyset_h$.

Esta curvatura puede ser integrada para obtener el desplazamiento en la cabeza:

$$\Delta = \int_0^H \emptyset_h . h . dh$$

Debe repetirse este procedimiento en toda la altura para obtener el gráfico completo de F vs Δ.

Las diferencias entre las curvas obtenidas con el procedimiento anterior y las experimentales se debe a una serie de razones:

- Se ignora el cambio de tensión: el corte probablemente incline las fisuras de la estructura. Esto produce que la hipótesis de secciones planas no se cumpla, y aumenta la tensión en la armadura de refuerzo.
- Se ignora la deformación por corte.
- Se ignora la deformación por penetración en los apoyos: se supone que la curvatura cae a cero inmediatamente después del apoyo, cuando en realidad esto depende de la longitud de anclaje y desarrollo de la armadura longitudinal. Lo mismo ocurre con el hormigón en compresión, ya que estas tensiones no se

disipan automáticamente en la base, sino que lo hacen paulatinamente en profundidad.

- En algunos casos, se da que el momento se reduce mientras la curvatura aumenta (rigidez negativa). Esto es por el descascaramiento de la sección de hormigón y la entrada en campo plástico. Este efecto no se limita a la base, sino que se propaga hacia arriba por el endurecimiento del acero.

Para solucionar estos problemas surge el concepto de "rótula plástica". Se define una longitud de rótula plástica L_p a la cual se le suma una longitud L_{sp} de anclaje para considerar la deformación por penetración en los apoyos..

El aumento de desplazamiento por cambio de tensión y la deformación por corte, se subsana parcialmente con la linearización de la parte plástica de la curva M-ϕ.

En la figura 10 se muestran estos conceptos. La línea continua representa la curvatura real, y la línea de trazos se la versión simplificada o idealizada.

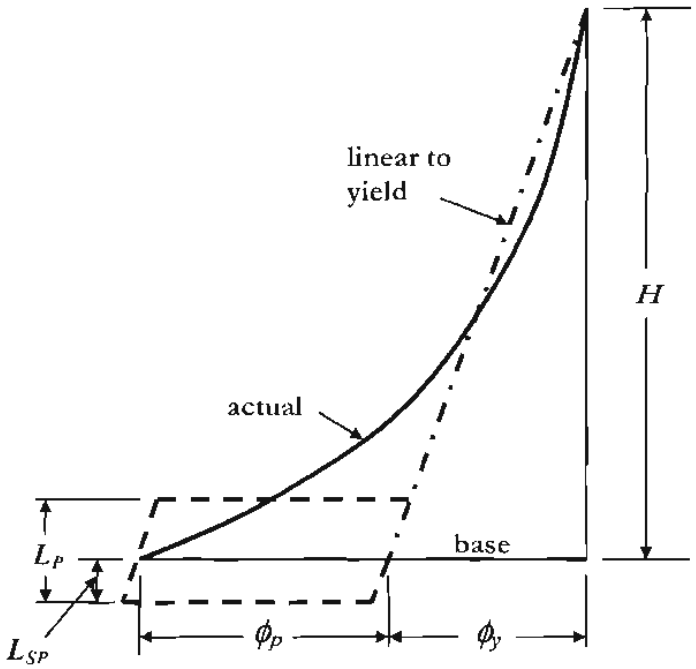


FIGURA 10: CURVATURA IDEALIZADA [1]

La penetración en la base dependerá de la resistencia esperada del acero f_{ye} y del diámetro d_{bl} de las barras longitudinales, que definirán la longitud de anclaje L_{sp} necesario:

$$L_{sp} = 0.022\, f_{ye} d_{bl}$$

La resistencia esperada es una medida de la resistencia real del acero en fluencia y no la nominal, para obtener un comportamiento más realista de la rótula plástica.

La longitud total de la rótula plástica, será:

$$L_p = kL_c + L_{sp} \geq 2L_{sp}$$

Donde L_c es la distancia desde la sección crítica hasta el punto el cambio de signo del momento o cuando este llega a cero (en el ejemplo sería igual a la altura H de la pila) y k es un factor dado por:

$$k = 0.2(\frac{f_u}{f_y} - 1) \leq 0.08$$

En él se relaciona la tensión última y la de fluencia del acero, y es un índice de la propagación de la rótula por endurecimiento del refuerzo. Se limita por razones de seguridad la relación entre ambos a 1.4.

Es de notar también que L_p tiene como base $2L_{sp}$. Estos es así porque el efecto de penetración se da hacia ambos lados de la sección crítica.

3.3-INFLUENCIA DE LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Según sea la tipología estructural que se utilice (pórtico o tabique) será la forma de la deformada elástica, que definirá la curvatura de fluencia de cada sección. La curvatura de fluencia permite conocer el desplazamiento de fluencia, que es de suma importancia a la hora de determinar la ductilidad estructural.

Como se explicó en secciones anteriores, la rigidez de las secciones fisuradas depende de la resistencia de las mismas de manera proporcional.

Por esto, y considerando que la resistencia a flexión es

$$M_y = EI.\emptyset_y$$

tomar una curvatura de fluencia constante para una sección particular, es una suposición válida y muy importante para la aplicación de este método de diseño.

Se define, en lo siguiente, la forma en que se definen las curvaturas de fluencia para distintos tipos de componentes estructurales.

3.3.1- Curvatura de fluencia en columnas circulares de hormigón

Priestley[8] utilizó una serie de curvas momento-curvatura para una columna definida, representativa de la pila de un puente, donde fue variando los siguientes parámetros:

- Una cuantía de armadura flexional ρ de 0,005 a 0,04.
- Una relación de carga axial $N_u/f'_{ce}A_g$ de 0 a 0,4.

Donde N_u es la carga axial, f'_{ce} la resistencia esperada del hormigón confinado y A_g la superficie transversal bruta de la sección.

En la figura 11 se muestran los resultados para cuantías de 0,01 y 0,03, utilizando el rango completo de carga axial.

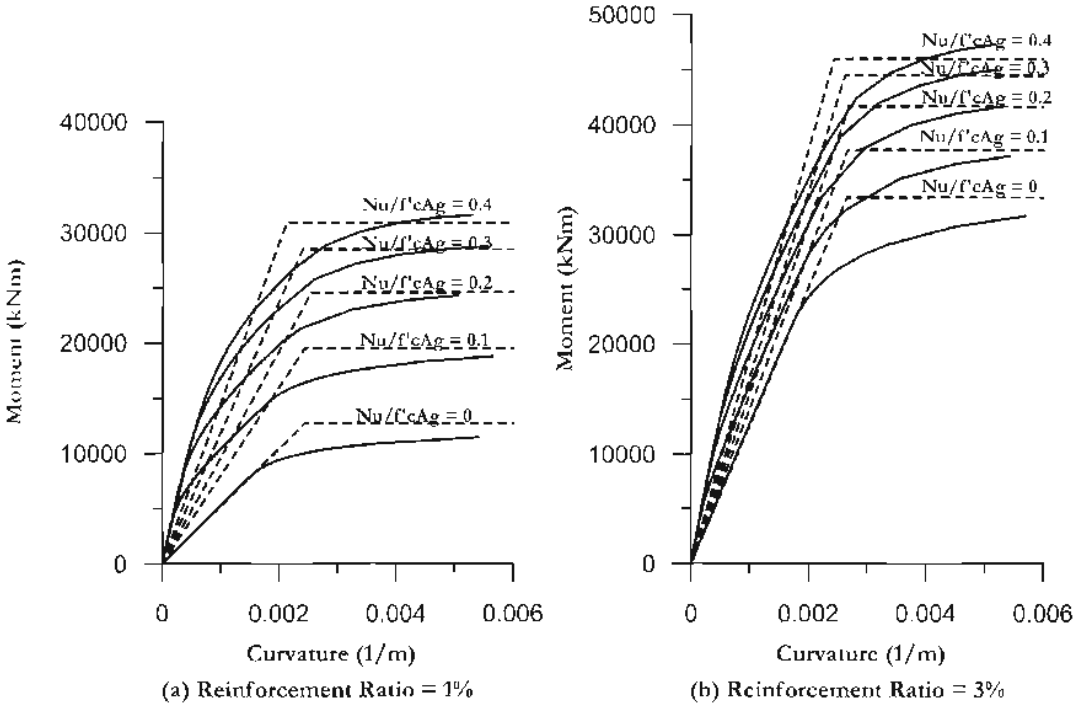


FIGURA 11: CURVA MOMENTO CURVATURA PARA COLUMNA CIRCULAR [1]

En esta representación se ha omitido la parte de la curva hasta la curvatura última, dando una falsa sensación de que la aproximación aquí obtenida está sobreestimando la capacidad del hormigón. Para la curva completa, este problema no se aprecia.

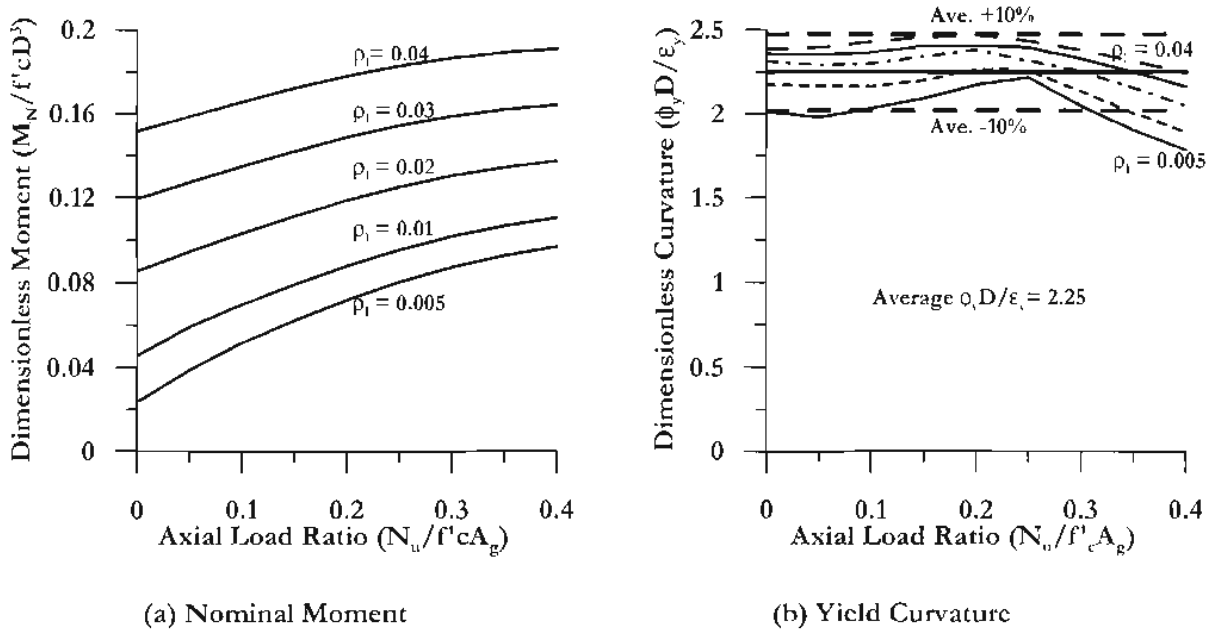
Se observa a simple vista, que la suposición de que la curvatura de fluencia es constante para una sección dada es bastante aceptable, dado que para un refuerzo del 0,01 se aprecia un pequeño corrimiento a la izquierda con el aumento de la fuerza axial. Este corrimiento es todavía menor para mayores valores de refuerzo.

Así mismo, la capacidad de tomar momento, aumenta con la proporción de carga axial, y con el aumento de la cuantía.

Estas dos observaciones pueden observarse en la figura 12, donde se asocia primero el comportamiento del momento adimensional M_{DN} respecto de la N_{Du} relación de carga axial y la cuantía de armadura flexional ρ:

$$M_{DN} = \frac{M_N}{f'_{ce}D^3} \qquad N_{Du} = \frac{N_u}{f'_c A_g} \qquad \rho = \frac{A_r}{A_g}$$

En el gráfico a la derecha, representa la curvatura de fluencia $\emptyset_{Dy} = \emptyset_y D/\varepsilon_y$ respecto a los dos mismos parámetros.



(a) Nominal Moment (b) Yield Curvature

FIGURA 12: MOMENTO Y CURVATURA ADIMENSIONAL [1]

El momento adimensional aumenta respecto a ρ y N_{Du}, mientras que la curvatura se mantiene dentro de un rango de +-10% alrededor de $\emptyset_{Dy} = 2.25$.

Como consecuencia, la curvatura de fluencia de la sección es prácticamente independiente de la capacidad flexional de la misma. La rigidez efectiva para una cuantía determinada, se obtiene como:

$$EI_{eff} = \frac{M_N}{\emptyset_y}$$

Esta rigidez puede variar de entre 0,13 y 0.91 veces la rigidez inicial. La curvatura para una columna, usada para el diseño, será a su vez:

$$\emptyset_y = 2.25\frac{\varepsilon_y}{D} \qquad \pm 10\%$$

3.3.2- Curvatura de fluencia en columnas rectangulares de hormigón

El razonamiento aquí es análogo a columnas circulares, con la diferencia que el momento y curvatura adimensionales son, respectivamente:

$$M_{DN} = \frac{M_N}{f'_{ce}bh^2}$$

$$\emptyset_{Dy} = \emptyset_y h/\varepsilon_y$$

Los resultados para este caso se observan en la figura 13.

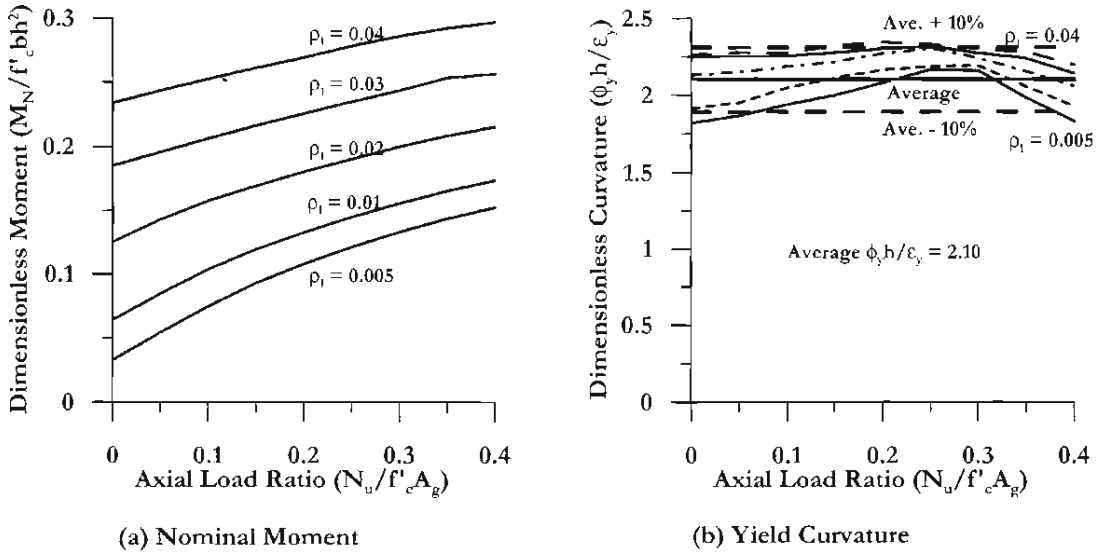


FIGURA 13: MOMENTO Y CURVATURA ADIMENSIONAL PARA COLUMNA RECTANGULAR [1]

De la figura se desprende que la curvatura de fluencia será:

$$\emptyset_y = 2.1\frac{\varepsilon_y}{h} \qquad \pm 10\%$$

Y la rigidez efectiva se obtiene con la misma fórmula que para columnas circulares. Esta rigidez varía entre el 0.12 o 0.86 veces la rigidez inicial, dependiendo de la cuantía y la carga axial.

3.3.3- Curvatura de fluencia en tabiques de hormigón

En el caso de tabiques, se consideran dos casos: tabiques con armadura longitudinal uniformemente distribuida y tabiques con armadura longitudinal concentrada en los

extremos. Para ambos casos se tomó como cuantía límite 0.02 y como relación máxima de carga axial 0.125. Para la armadura concentrada, se consideró un 0.005 de la armadura distribuida y el resto concentrada en ambos extremos.

La curvatura de fluencia obtenida para cada caso se observa en la figura 14.

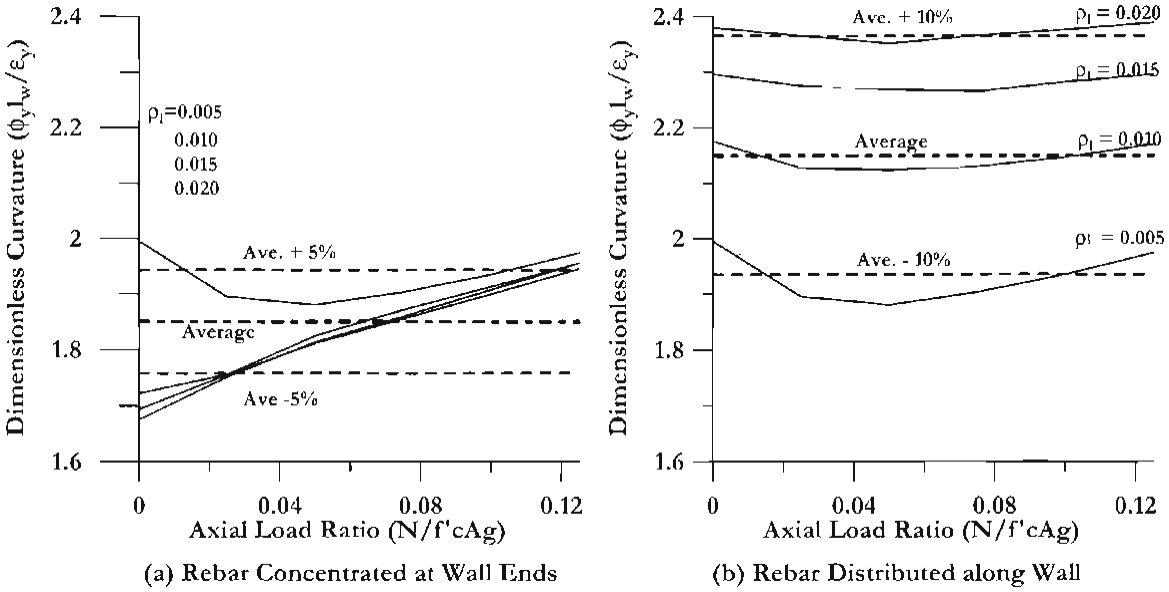


FIGURA 14: CURVATURA ADIMENSIONAL EN TABIQUES CON ARMADURA CONCENTRADA Y DISTRIBUIDA [1]

Para armadura concentrada y distribuida, resultan curvaturas promedio de 1.85 y 2.15. Promediando, se tomará una curvatura:

$$\emptyset_y = 2\frac{\varepsilon_y}{l_w} \qquad \pm 15\%$$

Donde l_w representa la longitud del tabique.

La rigidez efectiva tiene un valor típico de entre 0.2 y 0.3 veces la rigidez inicial.

Para *tabiques con extremos ensanchados*, siempre y cuando estos estén en compresión, se disminuye el valor de la curvatura, y puede utilizarse:

$$\emptyset_y = 1.5\frac{\varepsilon_y}{l_w}$$

3.3.4- Deriva de fluencia en pórticos de hormigón

Siendo que la curvatura de fluencia adimensional de columnas y vigas es virtualmente independiente del refuerzo aplicado, resultados similares podrían extrapolarse a la deriva de los pórticos.

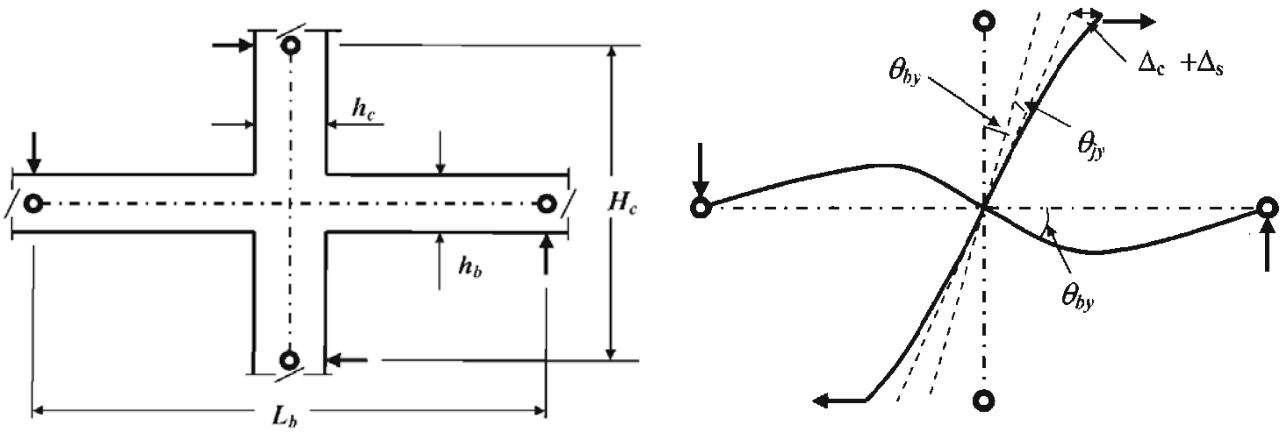


FIGURA 15:DEFORMACIÓN ELÁSTICA DEL NUDO [1]

(b) Drift Components

La deriva de fluencia, puede expresares como:

$$\theta_y = \theta_{by} + \theta_{jy} + 2\Delta_c/L_c + 2\Delta_s/L_c$$

Donde θ_{by} y θ_{jy} representan el giro en el centro del nudo por la flexión de la viga y el corte en el nudo respectivamente. Δ_c es la deformación flexional de la cabeza de la columna relativa a la rotación del nudo, y Δ_s es una deformación adicional por corte en vigas y columnas, y L_c es la altura de la columna. Estos elementos se visualizan en la figura 15.

Se asume, para permitir el anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas en el nudo, que la curvatura de fluencia se produce en el centroide del nudo, y se reduce linealmente a cero en la mitad de la viga.

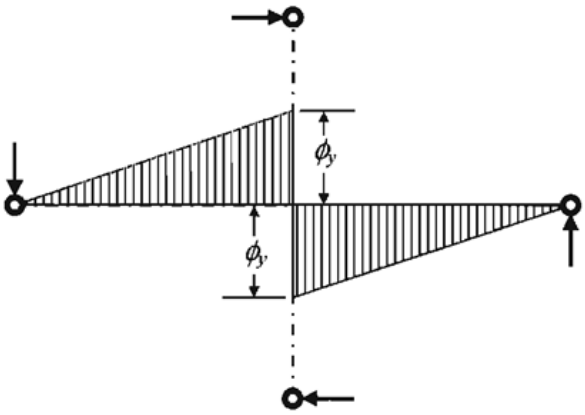


FIGURA 16: CURVATURA SUPUESTA EN LAS VIGAS [1]

La contribución de las vigas en flexión a la deriva de fluencia del pórtico es:

$$\theta_{by} = \frac{\emptyset_y(0.5L_b)}{3}$$

Siendo la curvatura de fluencia de una viga sin considerar el endurecimiento del acero $\emptyset_y = 1.7\,{}^{\varepsilon_y}/_{h_b}$, la deriva de fluencia resulta:

$$\theta_{by} = 0.283\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

Para cálculos típicos (relación entre altura de piso y longitud de la viga de alrededor de 0.5), los 3 restantes términos de la ecuación de deriva, según el orden en que aparecen en la fórmula, tienen un valor de 40%, 25% y 10% de θ_{by}.

La deriva será, finalmente,

$$\theta_{by} = (1 + 0.4 + 0.25 + 0.1)0.283\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

$$\theta_{by} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

Esta expresión fue probada por Priestley[8] variando una serie de parámetros relevantes a la deriva como la relación de longitud viga-columna, la resistencia del hormigón y del acero, la carga axial, etc.

3.4- LÍMITES DE DESPLAZAMIENTO

Reconocidas las características de la estructura en cuanto a material y elementos estructurales, se prosigue con la determinación del desplazamiento de diseño.

Se debe determinar cuál es el desplazamiento máximo que se le permitirá a la estructura. Esto es función no solo de los dos puntos antes expuestos (materiales y tipología estructural) sino de otros factores múltiples como ser la finalidad de la construcción, los elementos no estructurales asociados al edificio, la intensidad del sismo, el comportamiento buscado luego de ocurrido el sismo, etc.

Se pueden tomar múltiples límites para distintas intensidades de sismos, pero en general, se utiliza uno o a lo sumo dos estados límites: control de daño y comportamiento en servicio.

Límite de control de daños: se presenta cuando se aplica el sismo máximo esperable (de probabilidad de 10% de ocurrencia en 50 años). Este parámetro me define el umbral para el cual el daño ocurrido en la estructura pasa a ser irreparable o muy costoso, lejos todavía del riesgo de colapso del edificio. El daño estructural máximo se puede producir por:

<u>Deformación del hormigón confinado por compresión:</u> se toma como límite (sin ser excluyente) cuando ocurre la rotura de la armadura transversal que confina el hormigón.

La energía de deformación absorbida por el hormigón y la armadura (que serán iguales al momento de la rotura), respectivamente, es:

$$SE_c = C_1 f'_{cc} \varepsilon_{cu}$$

$$SE_r = C_2 \rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}$$

Donde C1 es un coeficiente que depende de la forma de la curva tensión-deformación del hormigón confinado y no confinado, f'_{cc} es la resistencia característica del hormigón confinado y ε_{cu} es la deformación última del hormigón.

Por su parte C2 depende de la forma de la curva tensión-deformación del acero de refuerzo, ρ_v es la cuantía volumétrica del refuerzo transversal, f_{yh} es la resistencia a tracción del acero y ε_{su} es la deformación última del refuerzo.

Tomando una deformación última del hormigón no confinado igual a 0.004, el hormigón confinado se deformara hasta un máximo de:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + \frac{C_2 \rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{C_1 f'_{cc}} \cong 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Teniendo en cuenta que para solicitaciones combinadas de compresión-flexión este es un valor conservativo, y que no considera la contribución de la sección crítica por miembros adyacentes. La deformación efectiva será de 1.3 a 1.6 veces la calculada, estableciendo un margen de seguridad aceptable.

Deformación de la armadura longitudinal por tracción: en general es erróneo tomar ε_{su}, debido a que los ciclos de carga y descarga disminuyen este valor, y la armadura tiene riesgo de pandear cuando se da la reversión de carga para valores altos de la misma. Por estos motivos, se toma conservativamente $0.6\varepsilon_{su}$ como límite.

Deformación limitada por reglamento: suele utilizarse para limitar el daño a elementos no estructurales o estructurales utilizando un valor arbitrario.

Límite de comportamiento en servicio: indica un valor que no se puede sobrepasar para sismos de ocurrencia probable (87% o 50% de probabilidad de ocurrencia en 50 años). Está asociado a daños leves que no afectan el correcto funcionamiento e integridad de los componentes estructurales y no estructurales.

Se toma para este caso el descascaramiento del hormigón comprimido o una deformación de entre 0.01 a 0.015 de la armadura longitudinal traccionada.

3.4.1- Determinación del desplazamiento de diseño

Una vez decidido si se diseña por control de daño o comportamiento en servicio, y determinado los desplazamientos máximos para cada masa, se trasladan estos desplazamientos al SDOF equivalente.

El desplazamiento de diseño del SDOF debe ser tal que la energía disipada por éste sea igual que la energía disipada por la estructura real.

Teniendo esto en cuenta, la fórmula para calcular el desplazamiento del SDOF es:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i^{\,2}}{\sum m_i \,.\, \Delta_i}$$

donde m_i es cada una de las n masas, y Δ_i son los desplazamientos totales de cada una de las mismas.

3.5- CARACTERÍSTICAS DEL SDOF

Para determinar la solicitación en la base de la estructura real del edificio se utiliza una estructura sustituta inelástica de un grado de libertad (SDOF). Para poder modelar el

comportamiento de la ésta, es necesario no solo conocer el desplazamiento máximo, sino también sus características dinámicas.

Estas características son la altura efectiva, la masa equivalente, la ductilidad, el amortiguamiento equivalente, el período efectivo y la rigidez efectiva.

3.5.1- Masa, altura efectiva y ductilidad

La masa y la altura son los primeros parámetros que se deben calcular. La masa considerada en el SDOF es aquella comprometida en el primer modo de vibración de la estructura. Se calcula como:

$$m_e = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i}{\Delta_d}$$

donde m_i y Δ_i son las masas y desplazamientos de los n grados de libertad.

La altura efectiva es la altura del SDOF, en donde se encuentra concentrada la masa equivalente. Se obtiene de:

$$H_e = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i \,.\, H_i}{\sum m_i \,.\, \Delta_i}$$

con H_i la altura de cada una del as masas.

La ductilidad del SDOF es un parámetro importante porque es un indicador de la proporción de energía que se disipa plásticamente. La formulación específica dependerá del tipo de estructura, y se presentan más adelante en el informe.

La ductilidad del SDOF será la relación entre desplazamiento total y desplazamiento de fluencia:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

3.5.2- Amortiguamiento equivalente

Se ha expresado al principio de este trabajo, que a diferencia de los métodos basados en fuerzas FBD, en el DDBD no basta sólo conocer la ductilidad para definir la energía absorbida de manera inelástica sino que es importante definir un amortiguamiento plástico, que está representado por los distintos ciclos de histéresis de los materiales.

El amortiguamiento equivalente del SDOF, estará dado por la suma de un amortiguamiento elástico (presente en FBD) y el amortiguamiento histerético:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst}$$

3.5.2.1- Amortiguamiento histerético

El coeficiente relaciona el área de un ciclo completo estabilizado de histéresis con la fuerza y desplazamiento máximo alanzado en este ciclo:

$$\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m}$$

Este amortiguamiento es tomado en la estructura substituta, para un ciclo estabilizado de histéresis, y tomando para la estructura la rigidez secante Ke. En la figura 17 se observan los valores de la fórmula anterior.

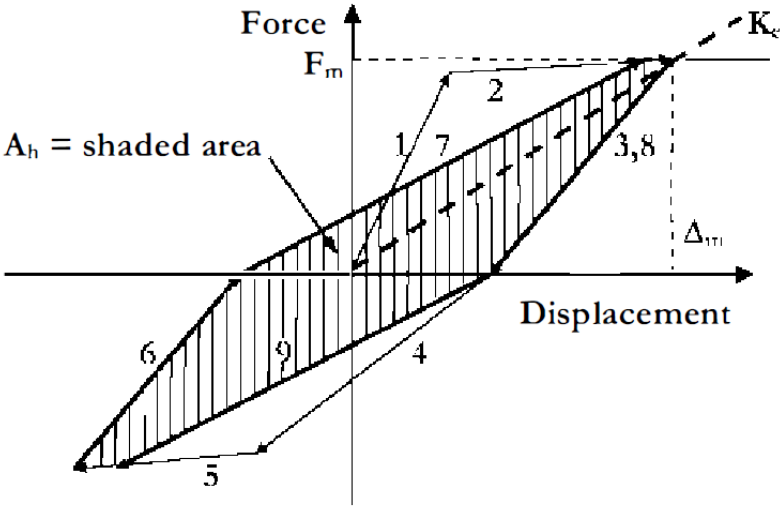


FIGURA 17: ÁREA DE HISTERESIS PARA AMORTIGUAMIENTO [1]

Priestley realizó una serie de análisis tiempo-historia inelástico, donde se calibraron los coeficientes de amortiguamiento de manera que arrojen desplazamientos máximos iguales a los de la respuesta histerética considerada para la estructura substituta. Esta respuesta surge del promedio de dos estudios[12][13]:

- El primero utilizó un gran número de acelerogramas de sismos reales, donde el amortiguamiento se calculó para cada acelerograma, ductilidad, período efectivo y regla de histéresis por separado, y luego promediado para obtener una relación en función de la regla de histéresis, ductilidad y período.
- El segundo utilizó un amplio número de reglas de histéresis, fue calibrado con un número más pequeño de acelerogramas artificiales. El amortiguamiento viscoso

equivalente se varió hasta que los resultados elásticos de la estructura substituta coincidieron con el modelo histerético real.

A modo informativo, las reglas de histéresis utilizadas en el segundo estudio se presentan en la figura 18.

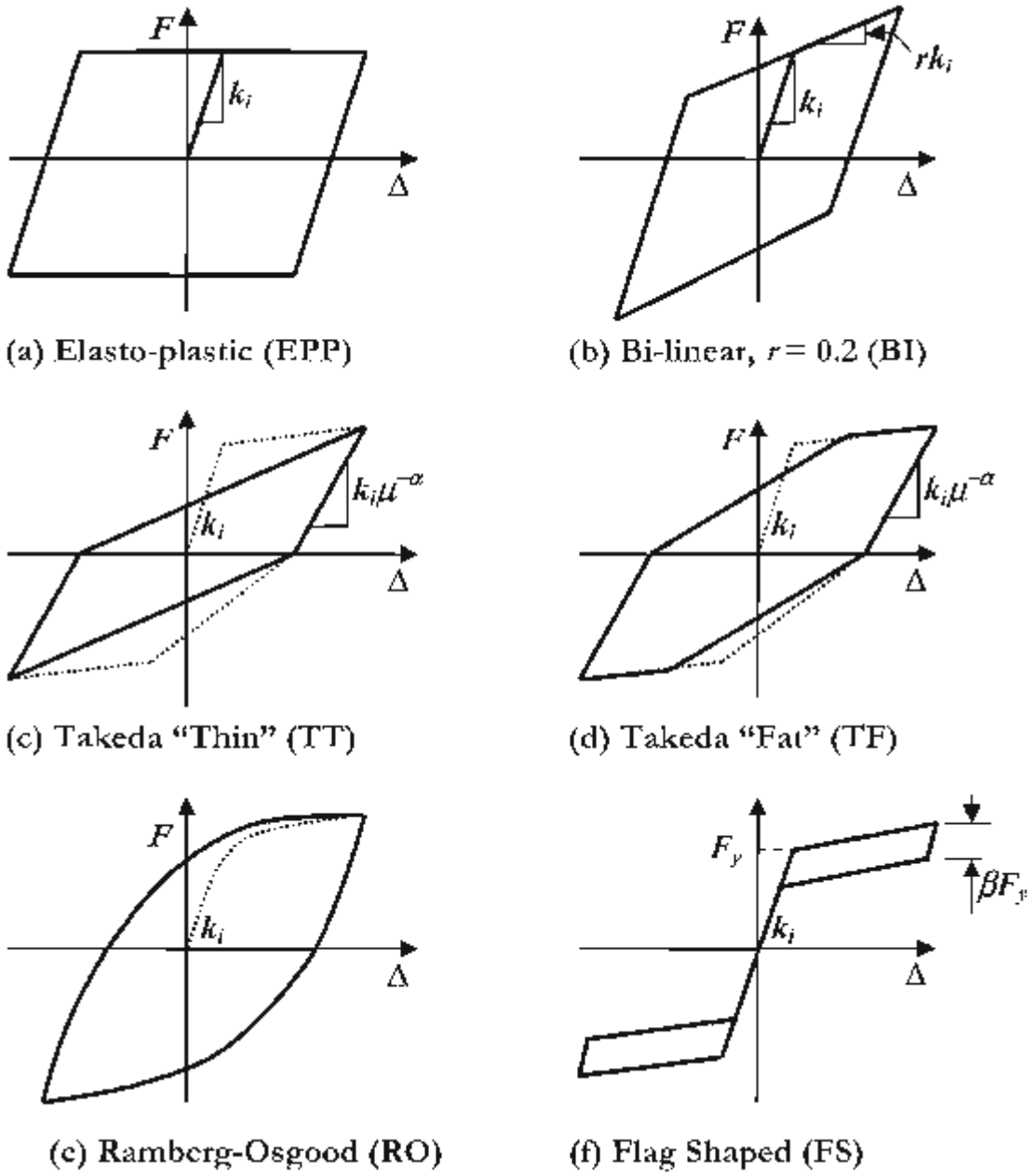


FIGURA 18: REGLAS DE HISTÉRESIS CONSIDERADAS PARA ANALISIS TIEMPO-HISTORIA [1]

Las reglas c y d, por ejemplo, representan respectivamente el comportamiento de pilas y pórticos de hormigón armado.

Según Dwairi-Kowalsky[12], para períodos mayores a 1 segundo, el amortiguamiento se independiza del período efectivo y se puede expresar como:

$$\xi_{hyst} = C.(\frac{\mu - 1}{\mu\pi})$$

Donde C depende de la regla de histéresis, y tiene en cuenta el área del ciclo histerético.

3.2.2.2- Amortiguamiento elástico

El interés de este amortiguamiento reside en tomar la energía absorbida que no está representada por el ciclo histerético adoptado. Las principales cuestiones que toma en cuenta son: la simplificación lineal de la zona elástica para el modelo (que no es así en la realidad), el efecto de la fundación, y la interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

Dentro de la ecuación dinámica de equilibrio

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

C representa el un coeficiente de amortiguamiento, que es igual a:

$$c = 2\xi\sqrt{mk}$$

Y por ende el amortiguamiento elástico depende del valor de rigidez k tomado. Si tomamos la rigidez secante, entonces el amortiguamiento elástico varía de ciclo a ciclo y va disminuyendo con cada ciclo de carga y descarga.

Se agrega un factor de corrección κ en función de la ductilidad y la regla de histéresis utilizada. El amortiguamiento total será:

$$\xi_{eq} = \kappa\xi_{el} + \xi_{hyst}$$

Para un período efectivo mayor a 1 segundo, es posible tomar como amortiguamiento elástico el valor crítico de 0,05. Para estos dos valores, y para rigidez secante, se han determinado funciones simplificadas:

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

Donde C depende del tipo de regla de histéresis. Vale recalcar que estas fórmulas sólo sirven para amortiguamiento elástico del 0,05, períodos mayores a 1 segundo y rigidez secante. Si se quisiera cambiar estos parámetros, hay fórmulas más amplias que se pueden encontrar en la bibliografía[1].

3.5.3- Período efectivo

Mientras mayor sea el amortiguamiento, menor será la rigidez de la estructura y por ende mayor el período efectivo de la misma.

Para determinar este período inelástico, es necesario conocer el espectro de respuesta de desplazamientos inelásticos del SDOF.

En primer lugar se determina el espectro elástico de desplazamientos a partir de los espectros de pseudoaceleración, que son los que más comúnmente se encuentran en los códigos de los distintos países. Simplemente, hay que de dividir los valores de aceleración del espectro por el cuadrado de la aceleración angular ω:

$$\Delta = \frac{S_a . g}{\omega^2} = \frac{T^2}{4\pi^2} . s_a . g$$

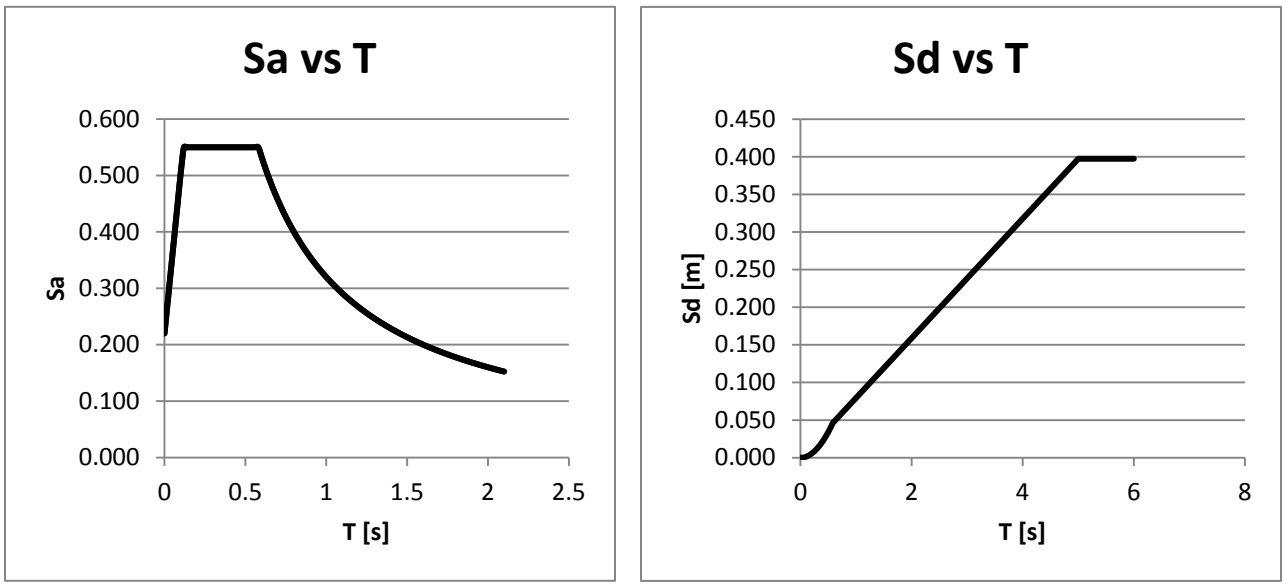


FIGURA 19: ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIÓN Y DE DESPLAZAMIENTO

Este espectro se reduce para obtener el espectro inelástico de desplazamientos. Para esto existen una serie de fórmulas empíricas que relacionan el amortiguamiento con un factor de reducción del espectro de desplazamientos. Particularmente, Priestley et al.[1] consideran como más acertada aquella que aparece en el Eurocode EC8 de 1998:

$$R_\mu = (\frac{0.07}{0.02 + \xi})^\alpha$$

Donde ξ es el amortiguamiento efectivo obtenido y α es un valor que representa la cercanía del edificio a la falla, siendo en general 0,5, y llegando a 0,25 para pulsos de velocidad.

Este factor se aplica en el desplazamiento de esquina, generalmente representado en los códigos modernos por el período para el cual la pseudoaceleración empieza a ser proporcional a la inversa del cuadrado del período:

$$S_a = \frac{C}{T^2}$$

Donde C es una constante que varía para cada código. Este período de esquina que se denomina T_c, y a partir de este punto el espectro de desplazamiento se hace constante, tal como se observa en la figura 20.

El nuevo desplazamiento de esquina será:

$$\Delta_c = \Delta_{0,05} . R_\mu$$

Como el gráfico, excepto por una pequeña porción en períodos muy bajos, es lineal, el valor del período efectivo puede obtenerse por simple interpolación lineal utilizando el período T_c y el desplazamiento de diseño:

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_c}$$

En la figura 20 se pueden observar todos los valores hasta aquí nombrados.

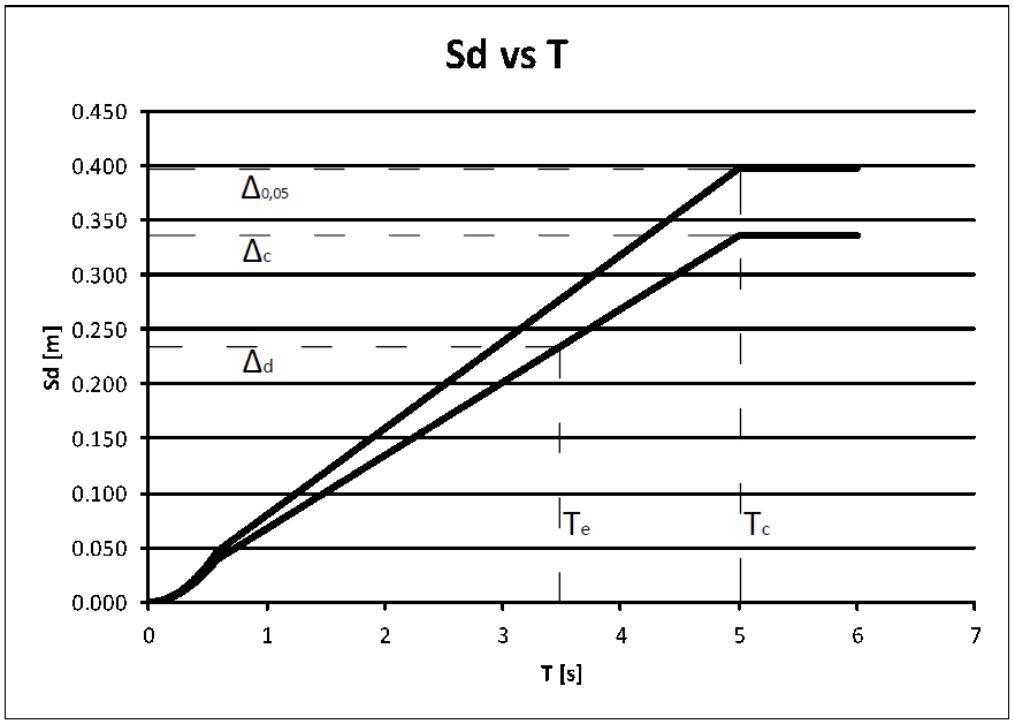


FIGURA 20: ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS REDUCIDO

3.6- RIGIDEZ Y CORTE BASAL

La rigidez efectiva se determina en función del a masa efectiva y del período, mediante la formulación clásica:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{{T_e}^2}$$

Y el corte basal es la rigidez multiplicada por el desplazamiento de diseño:

$$V_B = K_e \, . \, \Delta_d$$

Este corte luego se distribuye en la estructura no de forma elástica, como es el supuesto de la mayoría de los códigos actuales, sino de manera especial para cada tipo de estructura. La distribución tiene en cuenta la rigidez de cada elemento resistente, pero también se basa mucho en la experiencia del proyectista, lo que podría verse como un aspecto negativo de este tipo de diseño.

En base a estos esfuerzos se diseñan las rótulas plásticas, que serán luego complementadas con un diseño por capacidad para el dimensionado de los restantes elementos.

4-APLICACIÓN A ESTRUCTURAS PARA EDIFICIOS

Los fundamentos teóricos presentados hasta aquí se verifican para toda estructura sometida a acciones sísmicas. Sin embargo cada tipología estructural merece un análisis por separado, principalmente para la definición de su comportamiento inelástico (curvatura, amortiguamiento, desplazamientos).

Se detallará, en lo sucesivo, la manera de encarar la problemática para tres de las tipologías estructurales más comunes en edificios de departamentos: pórticos, tabiques y sistemas pórtico-tabique de hormigón armado.

En cada caso, se usará el esquema básico visto anteriormente, pero con las aclaraciones y especificaciones relativas a cada estructura en concreto. Se presupone, como en el diseño sísmico en general, que las estructuras son regulares desde el punto de vista del comportamiento ante la acción sísmica.

4.1-PÓRTICOS

Las estructuras aporticadas, se caracterizan por tener gran ductilidad, y por lo tanto deformaciones inelásticas grandes antes de la rotura. Usualmente, se caracteriza a los pórticos por la deriva de piso, es decir, el desplazamiento relativo entre pisos dividido la altura entre los mismos.

Siguiendo la lógica del DDBD, se describe a continuación la forma de resolver estas estructuras.

4.1.1-Desplazamiento de diseño

La deformada inelástica en pórticos suele ser muy similar a la deformada elástica, variando casi únicamente la amplitud de los desplazamientos entre ambos casos. Al poseer ductilidad elevada, en estas estructuras manda casi exclusivamente la deriva límite impuesta por código, como más adelante se demostrará.

La deformada inelástica se obtiene mediante un factor de forma que depende del número de pisos n:

- Si $n \leq 4$

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n}$$

  La deformada puede aproximarse como lineal, donde H_i es la altura del piso i, y H_n es la altura desde el sueloal último piso.

- Si $n > 4$

$$\delta_i = \frac{4}{3}\frac{H_i}{H_n}x(1 - \frac{H_i}{4H_n})$$

Para pórticos, la deriva crítica se dará en el primer piso, dado que la deformada del primer modo tiene una forma parabólica con la mayor curvatura en los pisos inferiores.

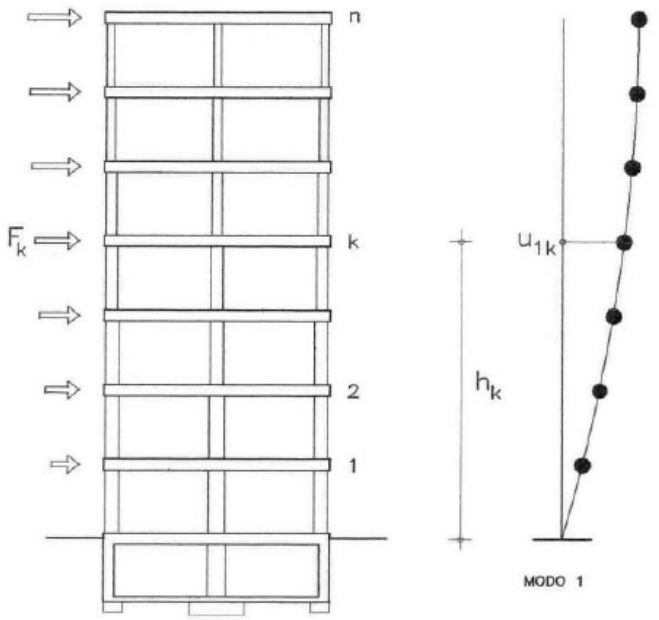


FIGURA 21: DEFORMADA INELÁSTICA DE PRIMER MODO EN PORTICOS

Estas expresiones tienen validez si la altura de todos los pisos es similar. A medida que aumenta la diferencia de altura entre pisos, menor validez tendrá la formulación.

Si se toma el límite del código θ_c, como se dijo anteriormente, el desplazamiento (crítico) en el primer piso será:

$$\Delta_c = \theta_c . H_1$$

Donde H_1 representa la altura del primer piso.

Utilizando los factores de forma antes expresados, y llamando al factor de forma del piso crítico δ_c, el desplazamiento total (correspondiente a la deformada inelástica) en cada piso será:

$$\Delta_i = \Delta_c \; x \; \frac{\delta_i}{\delta_c}$$

Obtenidos los valores para cada piso i, el desplazamiento de diseño equivalente para el SDOF se obtendrá con la fórmula general:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i^{\,2}}{\sum m_i \,.\, \Delta_i}$$

donde m_i representa la masa concentrada de cada piso i.

4.1.2-Desplazamiento de fluencia

La fórmula para determinar este parámetro fue expresada en el punto 3 de este informe. La misma nos permitirá calcular la ductilidad de nuestro sistema. Recordando:

$$\theta_{by} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$

Para un edificio común, con luces de viga de 6 metros, altura de las mismas de 60 cm, y una deformación de fluencia $\varepsilon_y = f_{ye}/E = 420\ MPa/200000\ MPa = 0.0021$, la deriva de fluencia será:

$$\theta_{by} = 0.5x0.0021x\frac{6}{0.6} = 0.0105$$

Este valor sirve de ejemplo de la preeminencia de los límites de código sobre la deformación del material. Dado que los reglamentos generalmente establecen la deriva máxima en 0.015 y 0.025, la ductilidad a alcanzar por la estructura estará en el orden de 2 ó 3, y prácticamente nunca se llegará a alcanzar los valores altos de ductilidad que caracterizan estas estructuras.

El valor f_{ye} hace referencia a la tensión de fluencia esperada, que suele ser un poco mayor a la nominal en la realidad, pero sin tener en cuenta el endurecimiento (que llevaría a la tensión última). Generalmente se toma un valor de 1,1 veces tensión nominal de fluencia f_y.

Retomando la determinación de la fluencia, para pórticos regulares, la formulación anterior es válida pero debe ser ponderada para las distintas luces y altura de vigas que conforman un pórtico. Para cada tramo (tomado en el piso crítico, que es el que nos condiciona el diseño) tendremos un valor:

$$\theta_{iy} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_i}{h_i}$$

El peso de la influencia de cada tramo dependerá del momento que tome cada uno de los mismos. No es necesario conocer el valor total del momento, sino el valor relativo M_i respecto del momento total.

Así, la deriva de fluencia del edificio será igual a:

$$\theta_y = \frac{\sum M_i \; x \; \theta_{iy}}{\sum M_i}$$

Es conveniente aclarar que si predominan las acciones sísmicas, los elementos de menor luz tendrán mayor momento (la deriva de fluencia será menor y la ductilidad mayor). Si predominan, en cambio, las acciones gravitatorias, aquellos elementos de mayor luz estarán más solicitados, y la ductilidad será menor.

Como consecuencia es posible en situaciones intermedias suponer que todos los tramos toman igual momento. Esto, sin embargo, no hace a la validez del método y es solamente una simplificación.

El desplazamiento de fluencia, determinado para nuestra estructura equivalente, será:

$$\Delta_y = \theta_y \; x \; H_e$$

Con H_e altura efectiva del SDOF, que se calcula con la fórmula ya vista:

$$H_e = \frac{\sum m_i \; . \; \Delta_i \; . \; H_i}{\sum m_i \; . \; \Delta_i}$$

4.1.3-Ductilidad y amortiguamiento

Los elementos que están faltando para determinar el comportamiento de la estructura equivalente son la masa efectiva

$$m_e = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i}{\Delta_d}$$

y la ductilidad, que se puede calcular a partir de los desplazamientos obtenidos en los pasos anteriores:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

El valor total del amortiguamiento se obtiene a partir de las fórmulas desarrolladas en la sección 3 del informe. Específicamente para pórticos:

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

Se nota que la expresión anterior se ha modificado para que sea función únicamente de la ductilidad. Por ende, el predimensionado adoptado tendrá influencia directa en el valor de la ductilidad y repercutirá en un mayor o menor amortiguamiento.

Se aclara también que este amortiguamiento es válido siempre y cuando no varíe demasiado la altura de las vigas en elevación. Si la variación no es significativa, se toma la dimensión de los elementos de los pisos inferiores, que son los más influyentes en la deformada de diseño.

4.1.4-Período efectivo

Obtenido el amortiguamiento, se debe aplicar este para obtener el espectro de desplazamientos inelásticos, utilizando las formulaciones generales detalladas anteriormente.

Para pasar del espectro de desplazamientos elástico al inelástico, se utilizará:

$$R_\mu = (\frac{0.07}{0.02 + \xi})^\alpha$$

El desplazamiento de esquina del espectro inelástico Δ_c y el período efectivo son, respectivamente:

$$\Delta_c = \Delta_{0,05} . R_\mu$$

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_c}$$

En la figura 22 pueden verse los espectros inelásticos correspondientes a distintos grados de amortiguamiento, y el período de esquina.

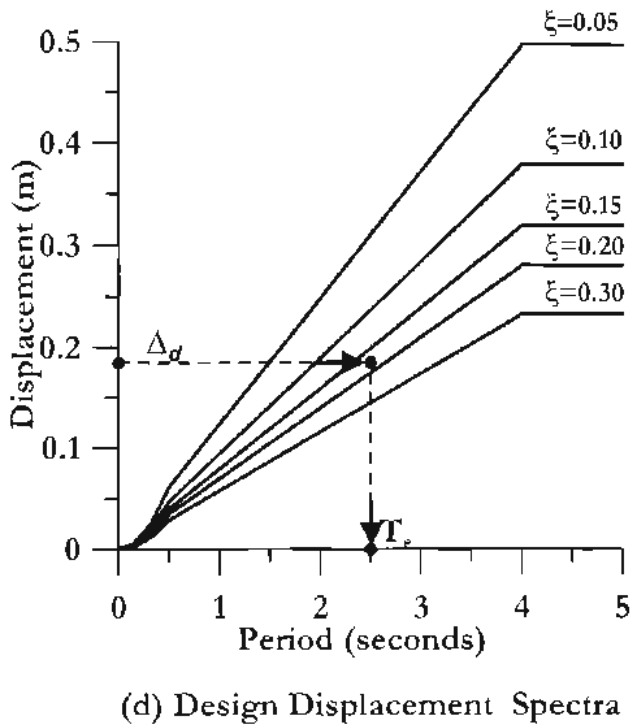


FIGURA 22: ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO [1]

Puede darse el caso en que el desplazamiento de diseño sea mayor al desplazamiento de esquina. En tal caso, hay dos opciones posibles:

- Si $\Delta_y > \Delta_{0,05}$, significa que la estructura responde de manera esencialmente elástica ante el sismo, sin entrar nunca en el campo plástico. La fuerza será:
$$V_B = K_{elas} \cdot \Delta_{0,05}$$
La recomendación aquí es rediseñar, para obtener una incursión en el campo plástico. Esto es entre otras cosas porque no se conoce la rigidez elástica real al inicio del diseño, por lo que dependiendo de la rigidez que se tome, será el corte que se obtenga.
- Si $\Delta_y \leq \Delta_{0,05}$, se tendrá un comportamiento plástico pero la estructura se deformará más allá de Δ_c. Una posible solución para este caso sería la siguiente:
    1. Se establece un desplazamiento de diseño arbitrario Δ_{df}, ubicado entre Δ_c y Δ_d.
    2. Se calcula la ductilidad para este nuevo valor como $\mu' = \frac{\Delta_{df}}{\Delta_y}$
    3. Para esta ductilidad, se toma un nuevo valor de amortiguamiento
$$\xi'_{eq} = 0{,}05 + 0{,}565\,(\frac{\mu' - 1}{\pi\mu'})$$

4. Se determina un nuevo desplazamiento de esquina $\Delta_c{}'$, que debe tomarse como nuevo valor Δ_{df}.
5. Se repiten los pasos 2, 3 y 4 hasta la convergencia.

Para evitar caer en alguno de estos dos casos, hay que tener en cuenta los aspectos que influencian la respuesta del edificio:

- Deriva de fluencia: mientras mayor sea la misma, más posibilidades hay de tener respuesta elástica. Es función de las dimensiones de los elementos y la tensión de fluencia del refuerzo.
- Magnitud del sismo o zona sísmica: hay mayores posibilidades que esto suceda para lugares de intensidad baja a moderada, ya que mi desplazamiento de esquina será menor cuanto menor sea la intensidad del sismo.
- Distancia a la falla: me define el coeficiente α en la fórmula de reducción del espectro.
- Número de pisos: a mayor número de pisos, aumenta la flexibilidad y la influencia de modos superiores.

4.1.5-Rigidez y corte basal

La rigidez efectiva se obtiene por la fórmula general:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{{T_e}^2}$$

Y el corte en la base es finalmente:

$$V_B = K_e \,.\, \Delta_d$$

Corte que debe distribuirse en altura según la deformada inelástica, en la forma:

$$F_i = V_B \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i}$$

No se realiza en este trabajo la distribución de momentos ni la consideración de los modos superiores de vibración. Para estos últimos, sin embargo, se utiliza un criterio similar al que está presente en el código CIRSOC 103.

4.1.6-Ejemplo de aplicación

Se aplicará la determinación del corte basal para el siguiente pórtico:

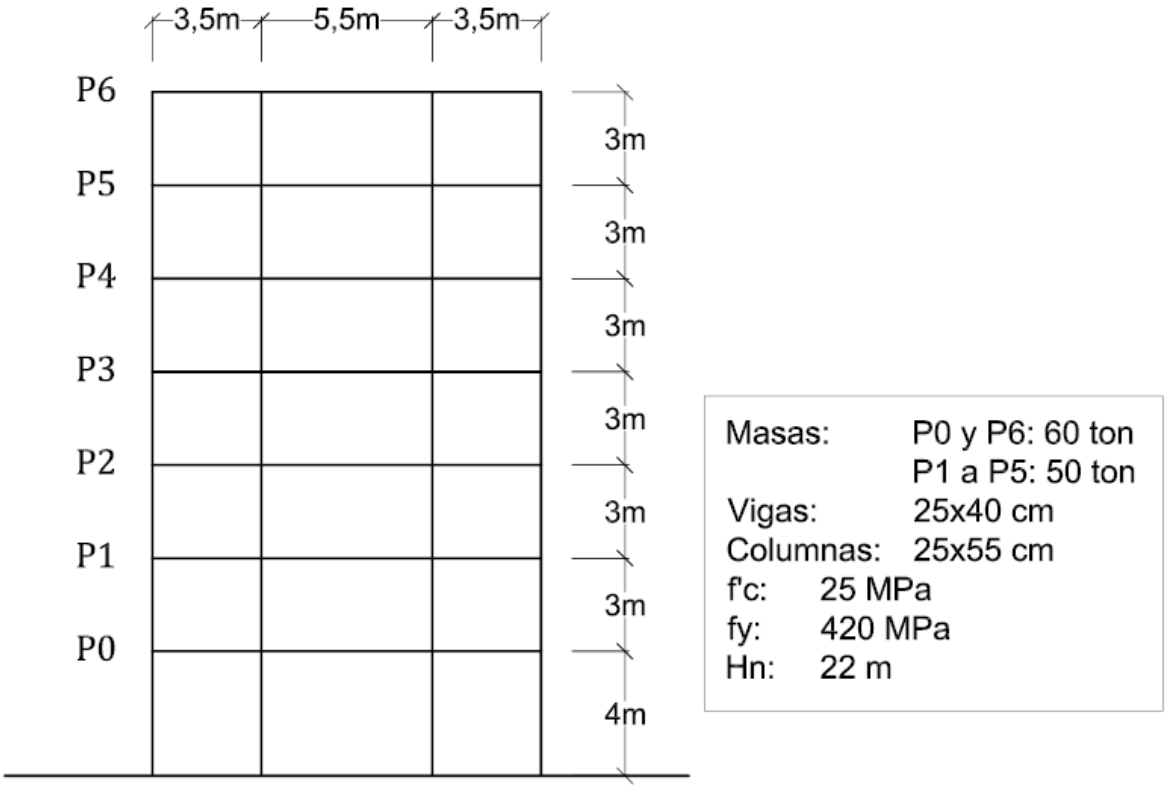


FIGURA 23: EJEMPLO DE APLICACION

El pórtico irregular de la figura es un ejemplo de lo que se esperaría de un edificio de departamentos, donde la PB suele ser más alta y en el último piso se agrega el efecto del tanque de agua, aquí representado por un aumento del peso en el nivel superior. El límite de deriva impuesto por código es de θ_c= 0.025 (como por ejemplo la norma neozelandesa NZS 1170.5). Las vigas tienen igual resistencia en todos los pisos, en concurrencia con lo propuesto por Priestley et al.

Desplazamiento de fluencia: se calcula para planta baja y se utilizan las fórmulas propuestas para determinar los desplazamientos totales por piso.

$$\Delta_0 = \theta_c . H_0 = 0{,}025 \,.\, 4m$$

$$= 0{,}1m$$

Y el factor de forma crítico es, por tener el edificio más de 4 pisos, igual a

$$\delta_c = \frac{4}{3}\frac{H_0}{H_n} x \left(1 - \frac{H_0}{4H_n}\right)$$

$$= \frac{4}{3} . \frac{4m}{22m} . \left(1 - \frac{4m}{4.22m}\right)$$

$$= 0{,}231$$

Obtenidos estos valores, se determina el factor de forma y desplazamiento para el resto de los pisos. En la tabla 1 puede apreciarse en la columna 3 y 4.

TABLA 1

Nivel	H[m]	δ_i	Δ_i [m]	m_i [ton]	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i H_i$	μ_i
P0=	4	0.231	0.1	60	0.6	6.0	24.0	2.078
P1=	7	0.390	0.169	50	1.4	8.4	59.1	2.004
P2=	10	0.537	0.232	50	2.7	11.6	116.1	1.929
P3=	13	0.671	0.290	50	4.2	14.5	188.6	1.855
P4=	16	0.793	0.343	50	5.9	17.1	274.3	1.781
P5=	19	0.903	0.390	50	7.6	19.5	370.7	1.707
P6=	22	1.000	0.432	60	11.2	25.9	570.4	1.633
				∑	33.6	103.1	1603.1	

Obtenidos los valores de Δ_i, y con la masa de cada piso, se puede calcular el desplazamiento de diseño del SDOF:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i^{\,2}}{\sum m_i \,.\, \Delta_i} = \frac{33{,}6}{103{,}1}$$

$$= 0{,}326m$$

Ductilidad de diseño: se procede al cálculo, determinando primero las características del SDOF H_e y m_e :

$$H_e = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i \,.\, H_i}{\sum m_i \,.\, \Delta_i} = \frac{1603{,}1}{103{,}1}$$

$$= 15{,}54m$$

$$m_e = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{103{,}1}{0{,}326}$$

$$= 316{,}35 \text{ ton}$$

Para calcular el desplazamiento de fluencia del SDOF, en primer lugar hay que determinar la deriva de fluencia. Siendo $\varepsilon_y = 1{,}1 \,.\, \frac{420MPa}{200000MPa} = 0{,}0023$, para el tramo corto y largo respectivamente, se tiene:

$$\theta_{1y} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} = 0{,}5\ .\ 0{,}0023 \frac{3{,}5m}{0{,}4m}$$

$$= 0{,}010$$

$$\theta_{2y} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} = 0{,}5\ .\ 0{,}0023 \frac{5{,}5m}{0{,}4m}$$

$$= 0{,}016$$

Y como se consideró que ambos elementos tienen la misma resistencia, el momento relativo será el mismo en todos los tramos. La deriva de fluencia es entonces:

$$\theta_y = \frac{\sum M_i\ x\ \theta_{iy}}{\sum M_i} = \frac{2\ .\ 0{,}01 + 1\ .\ 0{,}016}{2+1}$$

$$= 0{,}012$$

En la última columna de la Tabla 1 se observa la ductilidad de cada piso, para este valor de deriva de fluencia.

Para la altura efectiva, el desplazamiento de fluencia será:

$$\Delta_y = \theta_y\ x\ H_e = 0{,}012\ .\ 15{,}54m$$

$$= 0{,}187\ m$$

La ductilidad de diseño, del SDOF, es:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0{,}326\ m}{0{,}187\ m}$$

$$= 1{,}74$$

Amortiguamiento y período efectivo: el primero de estos valores surge de la fórmula experimental, aplicada a pórticos:

$$\xi_{eq} = 0{,}05 + 0{,}565\ \left(\frac{\mu - 1}{\pi\mu}\right) = 0{,}05 + 0{,}565\ \left(\frac{1{,}74 - 1}{\pi\ .\ 1{,}74}\right)$$

$$= 0{,}13$$

A este amortiguamiento, se lo introduce en la fórmula del Eurocode 8 presentada anteriormente, que permite obtener el espectro de desplazamientos inelástico. Para el espectro elástico, se tomó del CIRSOC 103 parte 1, versión 2012, el gráfico correspondiente a la zona sísmica 2 (riesgo moderado), con tipo de suelo S_E (suelo

cohesivo de baja plasticidad). Se consideró, además, que el epicentro del sismo está alejado de la zona del edificio.

$$R_\mu = (\frac{0.07}{0.02 + \xi})^\alpha = (\frac{0.07}{0.02 + 0.13})^{0.5}$$

$$= 0{,}69$$

Y el desplazamiento límite será

$$\Delta_c = \Delta_{0{,}05} . R_\mu = 0{,}621m . 0{,}69$$

$$= 0{,}429\ m$$

En la figura se observan los espectros elástico e inelásticos obtenidos. A partir de estos se puede determinar el período efectivo T_e:

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_c} = 5\ s . \frac{0{,}326}{0{,}429}$$

$$= 3{,}8\ s$$

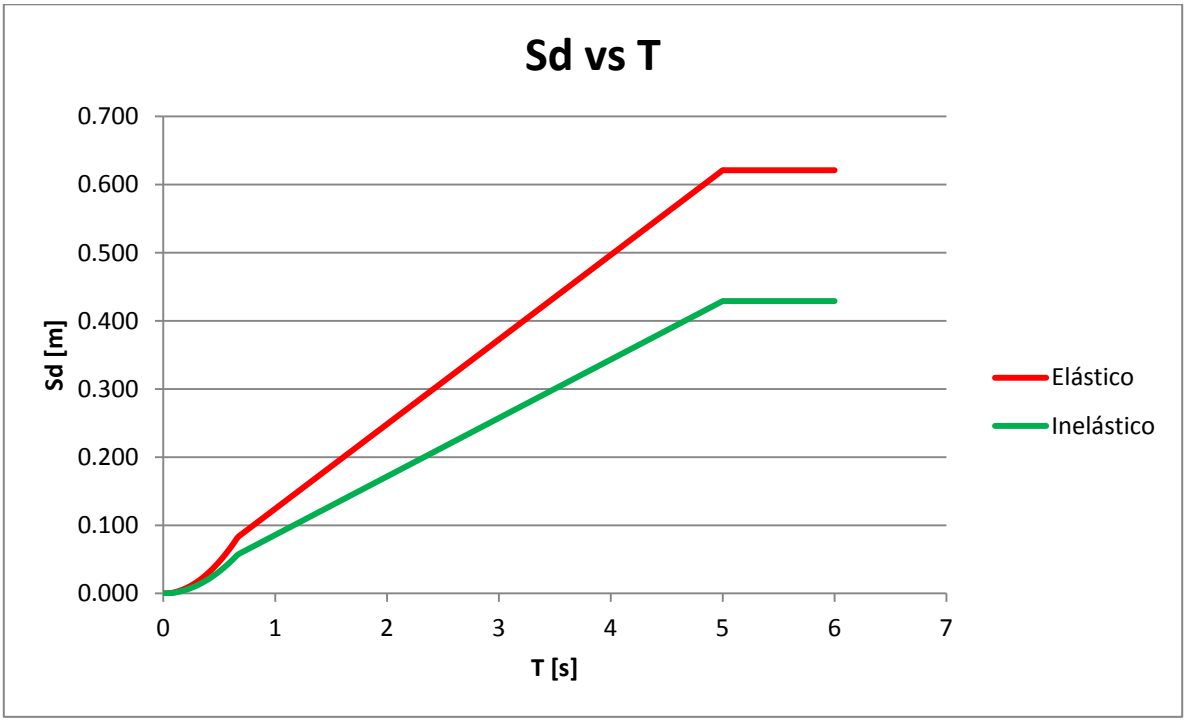


FIGURA 24: ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO

Corte basal: obtenido el período efectivo, la rigidez secante es

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{{T_e}^2} = \frac{4\pi^2 . 316{,}35}{3{,}8^2}$$

$$= 86{,}49\ ton/m$$

El corte basal surge de multiplicar este valor por el desplazamiento de diseño:

$$V_B = K_e \,.\, \Delta_d = 86{,}49 \,.\, 0{,}326$$

$$= 28{,}20\ ton$$

En la tabla 2 puede verse la distribución de este corte en la altura, así como el corte por piso.

TABLA 2

Nivel	H[m]	Δ_i [m]	m_i [ton]	$m_i\Delta_i$	Fi [ton]	Vi [ton]
P0=	4.0	0.1	60	6.0	1.64	28.20
P1=	7	0.169	50	8.4	2.31	26.56
P2=	10	0.232	50	11.6	3.17	24.25
P3=	13	0.290	50	14.5	3.97	21.08
P4=	16	0.343	50	17.1	4.69	17.11
P5=	19	0.390	50	19.5	5.33	12.42
P6=	22	0.432	60	25.9	7.09	7.09
			∑	103.134	28.20	

De aquí en adelante se determina el momento de diseño en cada rótula, se dimensionan las mismas y se procede con el cálculo por capacidad. Este procedimiento excede a este informe.

4.2-TABIQUES

Los tabiques son una estructura muy utilizada en combinación con pórticos para el diseño sismorresistente. Se debe diferenciar, cuando se habla de tabiques, tres tipos de estructuras:

- Tabique propiamente dicho: no presenta aberturas y se comporta de manera similar a una pila de puente, como un voladizo. Es adecuado para el diseño sísmico, y la rótula se formará en la base del mismo.

- Tabique con aberturas: este caso no es adecuado para resistir el sismo, ya que las aberturas en el tabique forman columnas débiles que tienden a formar rótulas en sus extremos, creando un mecanismo peligroso.
- Tabique acoplado: se da cuando dos tabiques están unidos por vigas de poca rigidez respecto a los tabiques que unen. Su uso para diseño sismorresistente también es adecuado, y las rótulas se formarán en la base de los tabiques y en los extremos de las vigas de acoplamiento.

En la siguiente figura pueden apreciarse los tres casos antes descriptos.

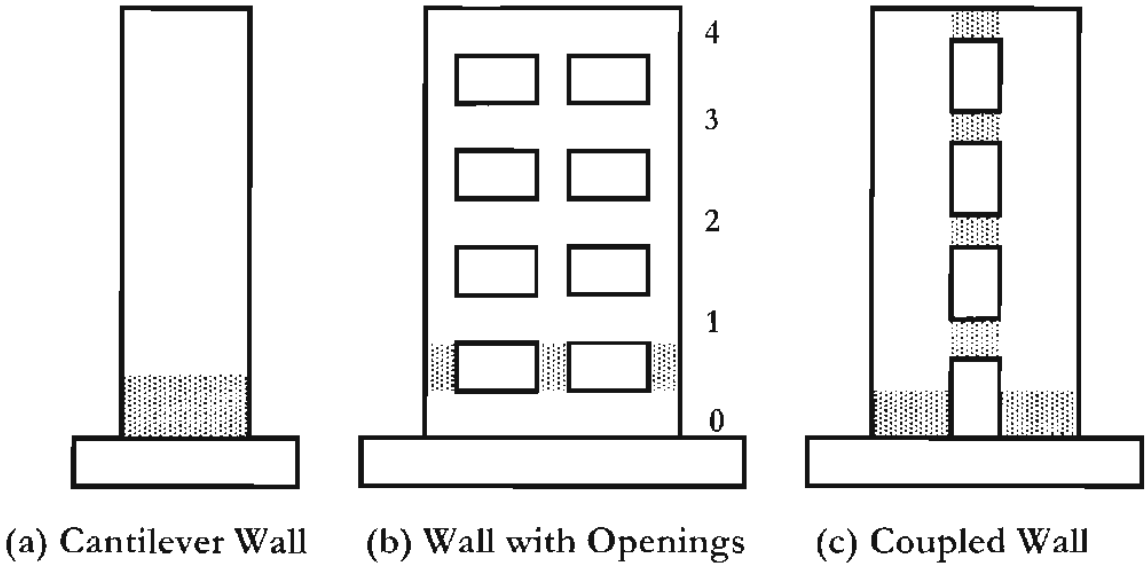


FIGURA 25: TIPOLOGÍAS DE TABIQUE [1]

Para el primer caso (tabique simple), la metodología de resolución se desarrolla en lo sucesivo.

4.2.1-Desplazamiento de diseño

A diferencia de pórticos, en el caso de tabiques la deformada es tal que la deriva máxima se da en el último piso. Al ser estructuras menos dúctiles que los pórticos, en este caso puede determinar el diseño tanto los límites del código como la deformación máxima de los materiales.

El desplazamiento máximo estará compuesto por una parte elástica y otra plástica:

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p$$

La parte elástica será igual, independiente de cuál de los dos límites domine. Como se dijo anteriormente, la curvatura elástica puede tomarse como lineal. Esta simplificación da valores un poco mayores de curvatura, pero sirve para subsanar el aumento de ésta por los cambios de tensión debido a la fisuras diagonales y la deformación por corte.

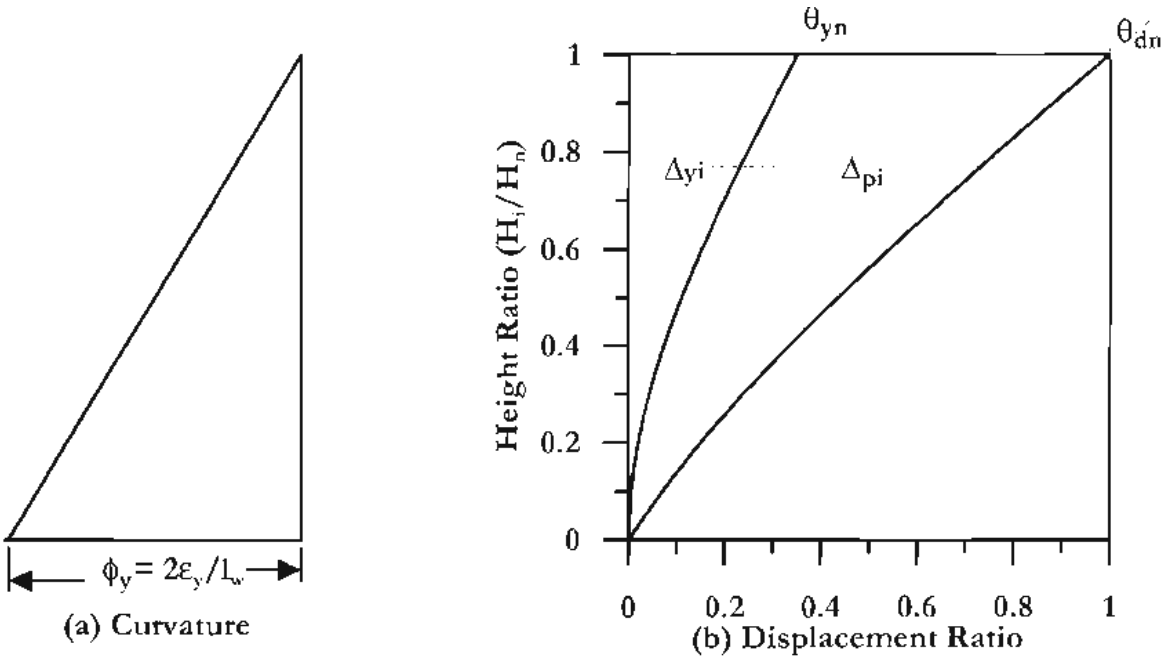


FIGURA 26: CURVATURA ELÁSTICA Y DERIVA PARA UN TABIQUE RECTANGULAR [1]

Se debe integrar la curvatura en la altura:

$$\Delta_y = \int_0^H \emptyset_h (H - h).dh$$

Recordando que para tabiques $\emptyset_y = 2\,\varepsilon_y/l_w$ (para tabiques rectangulares) e integrando, el desplazamiento de fluencia en altura será:

$$\Delta_{yi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} {H_i}^2 (1 - \frac{H_i}{3H_n})$$

La parte inelástica, por otro lado, estará caracterizada por el comportamiento de la rótula plástica en la base del tabique. En la misma, la curvatura plástica es considerada constante, y el eje de giro puede considerarse que está ubicado en el centro de la rótula plástica, como puede observarse en la figura.

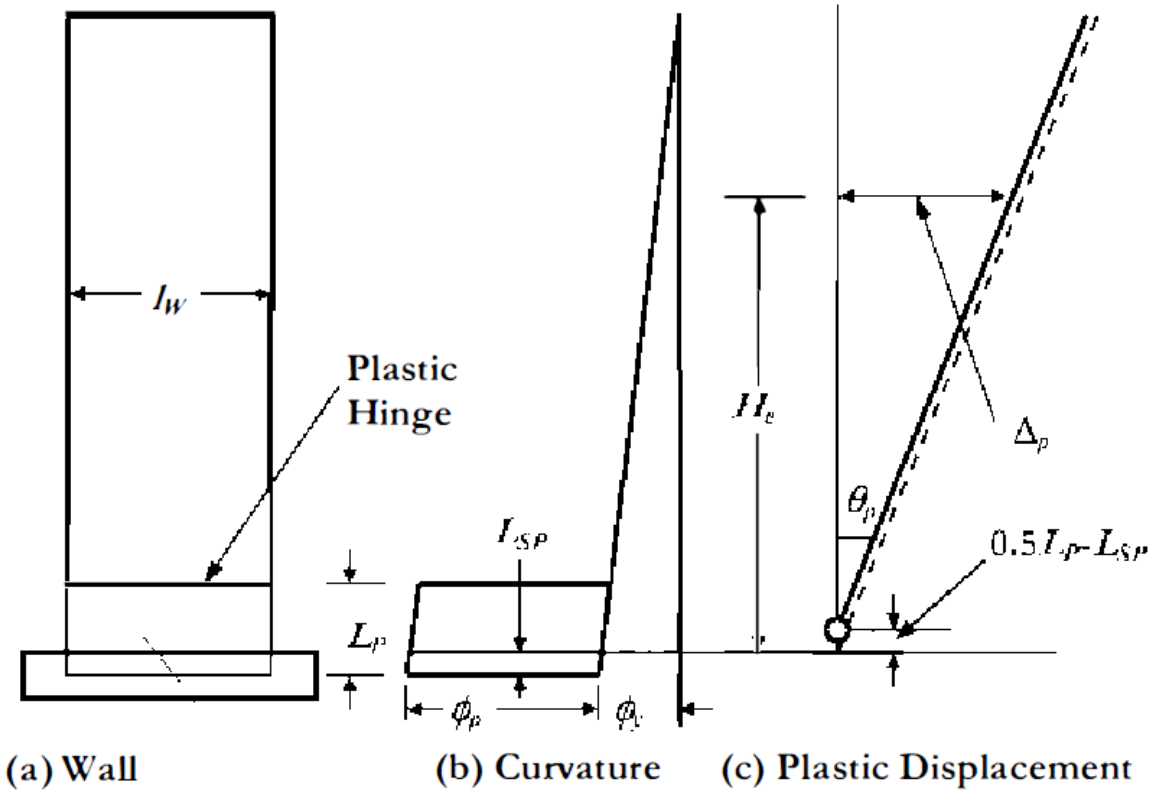


FIGURA 27: COMPORTAMIENTO PLÁSTICO DEL TABIQUE [1]

El desplazamiento plástico a la altura efectiva $H_e$será entonces

$$\Delta_p = \emptyset_p . L_p . (H_e - (0.5L_p - L_{sp})) \cong \emptyset_p . L_p . H_e$$

Donde la deriva plástica será $\emptyset_p . L_p = \theta_p$. El efecto de cambio de tensión por las fisuras diagonales por corte es más fuerte en estructuras de tabique que para columnas o vigas, por lo que en la determinación de la longitud de la rótula se debe adicionar un término relativo a la longitud del tabique l_w. La fórmula tendrá la forma

$$L_p = kH_e + L_{sp} + 0.1l_w \geq 2L_{sp}$$

En esta fase, se toma un valor de $H_e = 0.7H_n$, que es una aproximación bastante exacta para tabiques aislados.

La curvatura total límite, se toma según los parámetros definidos en el capítulo 3 del informe. Priestley[8] realizó procedimiento similar al utilizado para determinar los límites de fluencia, que incluye un análisis tiempo-historia inelástico para una serie de tabiques de distintas características. El valor promedio que se obtuvo fue

$$\emptyset_{ls} . l_w = 0.072$$

Más ampliamente, se puede tomar para valores de deformación límite $0.01 \leq \varepsilon_{ls} \leq 0.08$, la expresión

$$\emptyset_{ls}.\, l_w = 1.2\varepsilon_{ls}$$

Finalmente, el desplazamiento de diseño estará dado por la combinación del desplazamiento elástico y plástico:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} {H_i}^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \theta_p.\, H_i$$

Donde θ_p dependerá si gobierna el material o el límite del código. Para cada caso será:

Límite del material $\theta_p = \left(\emptyset_{ls} - \emptyset_y\right).\, L_p = \left(\frac{1.2\varepsilon_{ls}}{l_w} - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}\right).\, L_p$

Límite del código $\theta_p = \theta_c - \theta_y = \theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w}$

Para la expresión así obtenida, se obtienen los desplazamientos para cada piso y luego el desplazamiento de diseño se determina con la fórmula general

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \,.\, {\Delta_i}^2}{\sum m_i \,.\, \Delta_i}$$

Cuando hay muchos tabiques distribuidos en planta, y tomando el comportamiento de los pisos como diafragmas rígidos, el desplazamiento Δ_i será el menor de los desplazamientos de los tabiques en ese piso. Esto es así porque superado ese valor, por lo menos un tabique habrá superado el límite de daño y no se cumplirá la premisa original.

4.2.2-Desplazamiento de fluencia

Este desplazamiento se calcula con la fórmula obtenida en el apartado anterior, para la altura efectiva del SDOF:

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{l_w} {H_e}^2 \left(1 - \frac{H_e}{3H_n}\right)$$

Este valor se calcula para cada uno de los tabiques intervinientes. Para este paso, ya teniendo los valores de los desplazamientos totales Δ_i, se utiliza la expresión completa de la altura efectiva:

$$H_e = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i \,.\, H_i}{\sum m_i \,.\, \Delta_i}$$

La posibilidad de que un tabique responda elásticamente está directamente relacionada con la relación de aspecto del mismo:

$$A_r = \frac{H_n}{l_w}$$

ya que la deriva de fluencia es, recordando:

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} = \varepsilon_y A_r$$

Por consiguiente, si la relación de aspecto supera el valor de la deriva límite divida por la deformación de fluencia, el tabique no llegará a deformarse plásticamente. En fórmulas, el tabique se mantendrá elástico si:

$$\frac{\theta_c}{\varepsilon_y} \leq A_r$$

Este valor es conservativo debido a que en la porción superior del tabique se mantendrá la sección inicial y no se fisurará, aunque este grado de conservadurismo cubre el aumento de desplazamiento en los últimos pisos por vibración de la estructura en modos superiores.

Se podría agregar, además, que a mayor relación de aspecto, menor ductilidad del tabique.

4.2.3-Ductilidad y amortiguamiento

A continuación se determina la masa efectiva

$$m_e = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i}{\Delta_d}$$

También hace falta determinar la ductilidad, a partir de los desplazamientos obtenidos en los pasos anteriores. Cada tabique tendrá una ductilidad propia, dada por:

$$\mu_j = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yj}}$$

Para los m tabiques distribuidos en planta.

Se utiliza una expresión similar a la utilizada en pórticos, adaptada para tabiques:

$$\xi_j = 0{,}05 + 0{,}444\ (\frac{\mu_j - 1}{\pi \mu_j})$$

Debe determinarse este valor para cada uno de los m tabiques. Estos valores luego serán ponderados según la energía disipada por cada tabique, que si tienen el mismo desplazamiento por piso (diafragma rígido), dependerá del esfuerzo tomado por cada elemento.

El esfuerzo que soporta cada tabique, a su vez, será función del cuadrado de su longitud l_w (suponiendo resistencia aproximada $f_y . b . {l_w}^2$). El amortiguamiento total será, entonces:

$$\xi = \frac{\sum_1^m {l_{wj}}^2 \xi_j}{\sum_1^m {l_{wj}}^2}$$

En este paso es preciso nombrar la influencia de la fundación en el amortiguamiento, que es bastante en el caso de tabiques.

No se desarrollará en este trabajo, pero pueden nombrarse dos cosas al respecto:

- La deformación elástica de la fundación generará un aumento en los desplazamientos de diseño y fluencia (sólo en el de fluencia si el límite de diseño está dado por código) que repercutirán en una disminución de la ductilidad de mi estructura:

$$\mu = \frac{\Delta_d + \Delta_F}{\Delta_y + \Delta_F} \quad \text{ó} \quad \mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y + \Delta_F}$$

- Se producirá una disminución del amortiguamiento de la estructura por la disminución de la ductilidad, pero esto se verá subsanado por un aumento del amortiguamiento total debido a una porción de amortiguamiento elástico fuente de la deformación de la fundación.

4.2.4-Período efectivo

Para la obtención del espectro amortiguado, se sigue el mismo procedimiento que para pórticos, realizando la reducción del desplazamiento de esquina y calculando a partir del mismo el período del SDOF:

$$R_\mu = (\frac{0.07}{0.02 + \xi})^\alpha$$

$$\Delta_c = \Delta_{0{,}05} . R_\mu$$

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_c}$$

4.2.5- Rigidez y corte basal

Con el período determinado, se calcula la rigidez efectiva del SDOF mediante la formulación clásica:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{{T_e}^2}$$

Y el corte en la base es finalmente:

$$V_B = K_e \,.\, \Delta_d$$

Este corte basal se distribuirá entre los distintos tabiques j en planta según la energía disipada por cada uno, como se realizó para el amortiguamiento:

$$V_{Bj} = \frac{V_B . {l_{wj}}^2}{\sum_1^m {l_{wj}}^2}$$

Y luego se repartirá las fuerzas de la forma tradicional por cada piso i:

$$F_i = V_{Bj} \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i}$$

4.2.6-Ejemplo de aplicación

El ejemplo que aquí se expone es similar al anterior, pero el sistema resistente está compuesto ahora por 3 tabiques:

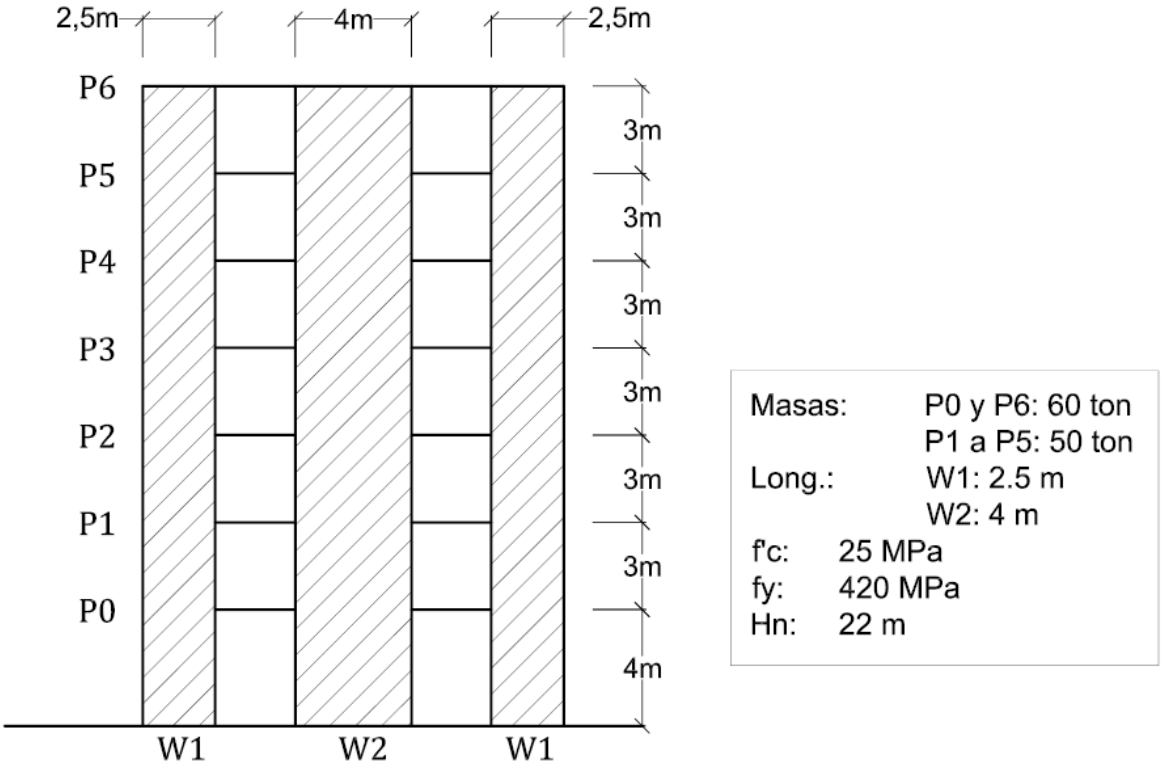


FIGURA 28: EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA TABIQUES

La distribución de las masas es igual a la del ejemplo utilizado para pórticos, y la deriva límite es en este caso $\theta_c = 0.02$. Como el tabique central es el de mayor rigidez, será el que defina el desplazamiento límite de diseño. La armadura longitudinal de los tabiques será db=20mm. El espectro a utilizar será el mismo del ejercicio de pórtico, para zona sísmica 2 y suelo S_E del CIRSOC 103 versión 2012.

Desplazamiento de diseño: este desplazamiento está compuesto por una parte elástica y otra plástica.

La parte elástica, hasta la fluencia, se define piso por piso a partir de la fórmula

$$\Delta_{yi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i{}^2 (1 - \frac{H_i}{3H_n})$$

Los resultados de aplicarla se observan en la tercer columna de la tabla 3.

TABLA 3

Nivel	H[m]	Δ_y[m]	Δ_p [m]	Δ_i [m]	m_i [ton]	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i H_i$
P0=	4	0.009	0.029	0.038	60	0.1	2.3	9.1
P1=	7	0.025	0.051	0.076	50	0.3	3.8	26.7

P2=	10	0.049	0.073	0.122	50	0.7	6.1	61.0
P3=	13	0.078	0.095	0.173	50	1.5	8.7	112.6
P4=	16	0.112	0.117	0.229	50	2.6	11.4	183.0
P5=	19	0.148	0.139	0.287	50	4.1	14.4	272.7
P6=	22	0.186	0.160	0.347	60	7.2	20.8	457.8
					∑	16.6	67.4	1122.9

Para el cálculo del desplazamiento plástico, hay que determinar si domina la norma o la resistencia de los materiales. Se toma una curvatura límite

$$\emptyset_{ls} = \frac{0.072}{l_w} = \frac{0{,}072}{4\ m}$$

$$= 0{,}018$$

Debe determinarse también la longitud de la rótula plástica, para lo que es necesario hacer un cálculo de H_e, k y L_{sp} para luego computar dicha longitud:

$$H_e \approx 0{,}7\ H_n = 15{,}4\ m$$

$$k = 0.2\left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right) = 0.2\left(\frac{1{,}3\ .\ 420}{1{,}1\ .\ 420} - 1\right)$$

$$= 0{,}06$$

$$L_{sp} = 0.022\ f_{ye} d_{bl} = 0{,}022\ .\ 1{,}1\ .\ 420\ .\ 0{,}02$$

$$= 0{,}20\ m$$

$$L_p = kH_e + L_{sp} + 0.1 l_w = 0{,}06\ .\ 15{,}4 + 0{,}20 + 0{,}1\ .\ 4$$

$$= 1{,}53\ m$$

Obtenido este valor, se determina la deriva plástica para las dos opciones antes descriptas:

- Resistencia de los materiales:

$$\theta_p = \left(\frac{0{,}072}{l_w} - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}\right).L_p = \left(0{,}018 - \frac{2\ .\ 0{,}0023}{4}\right).1{,}53$$
$$= 0{,}026$$

- Deriva por código:

$$\theta_p = \theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} = 0{,}02 - \frac{0{,}023\ .\ 22}{4}$$

$$= 0{,}007$$

Donde se ve claramente que el código dominará el diseño.

Los desplazamientos totales se calculan con la fórmula

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} {H_i}^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \theta_p . H_i$$

Cuyo resultado se expresa en la quinta columna de la tabla 3. Obtenidos estos parámetros, el desplazamiento de diseño es, como siempre:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \,.\, {\Delta_i}^2}{\sum m_i \,.\, \Delta_i} = \frac{16{,}6}{67{,}4}$$

$$= 0{,}246\ m$$

Ductilidad de diseño: los tres tabiques contribuirán al amortiguamiento, pero en función a la energía disipada para cada uno. Esto es función de la ductilidad de los mismos, por lo que primero se determina el desplazamiento de fluencia para cada tabique. Primero se determina la altura efectiva que tendrá el SDOF:

$$H_e = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i \,.\, H_i}{\sum m_i \,.\, \Delta_i} = \frac{1122{,}9}{67{,}4}$$

$$= 16{,}65\ m$$

$$\Delta_{1y} = \frac{\varepsilon_y}{l_{1w}} {H_e}^2 \left(1 - \frac{H_e}{3H_n}\right) = \frac{0{,}0023}{2{,}5} . 16{,}65^2 \left(1 - \frac{16{,}65}{3\,.\,22}\right)$$

$$= 0{,}020\ m$$

$$\Delta_{2y} = \frac{0{,}0023}{4} . 16{,}65^2 \left(1 - \frac{16{,}65}{3\,.\,22}\right)$$

$$= 0{,}013\ m$$

Y la ductilidad en cada caso será:

$$\mu_1 = \frac{\Delta_d}{\Delta_{1y}} = \frac{0{,}246}{0{,}02}$$

$$= 1{,}28$$

$$\mu_2 = \frac{0{,}246}{0{,}013}$$

$$= 2{,}053$$

Amortiguamiento y período efectivo: como se dijo antes, el amortiguamiento es función de la energía tomada por cada tabique, que se relaciona con el cuadrado de su longitud.

$$\xi_1 = 0{,}05 + 0{,}444\left(\frac{\mu_1 - 1}{\pi\mu_1}\right) = 0{,}05 + 0{,}444\left(\frac{1{,}28 - 1}{\pi.\ 1{,}28}\right)$$

$$= 0{,}08$$

$$\xi_2 = 0{,}05 + 0{,}444\left(\frac{1{,}28 - 1}{\pi.\ 1{,}28}\right)$$

$$= 0{,}12$$

$$\xi = \frac{\sum_1^m {l_{wj}}^2 \xi_j}{\sum_1^m {l_{wj}}^2} = \frac{4^2.\ 0{,}12 + 2{,}5^2.\ 0{,}08\,.\,2}{4^2 + 2\,.\,2{,}5^2}$$

$$= 0{,}10$$

El cálculo del espectro reducido y el período efectivo es análogo a pórticos:

$$R_\mu = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi}\right)^\alpha = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.1}\right)^{0.5}$$

$$= 0{,}75$$

$$\Delta_c = \Delta_{0{,}05}.R_\mu = 0{,}621\ m\,.\,0{,}75$$

$$= 0{,}466\ m$$

$$T_e = T_c\frac{\Delta_d}{\Delta_c} = 5\ s\,.\frac{0{,}246}{0{,}466}$$

$$= 2{,}64\ s$$

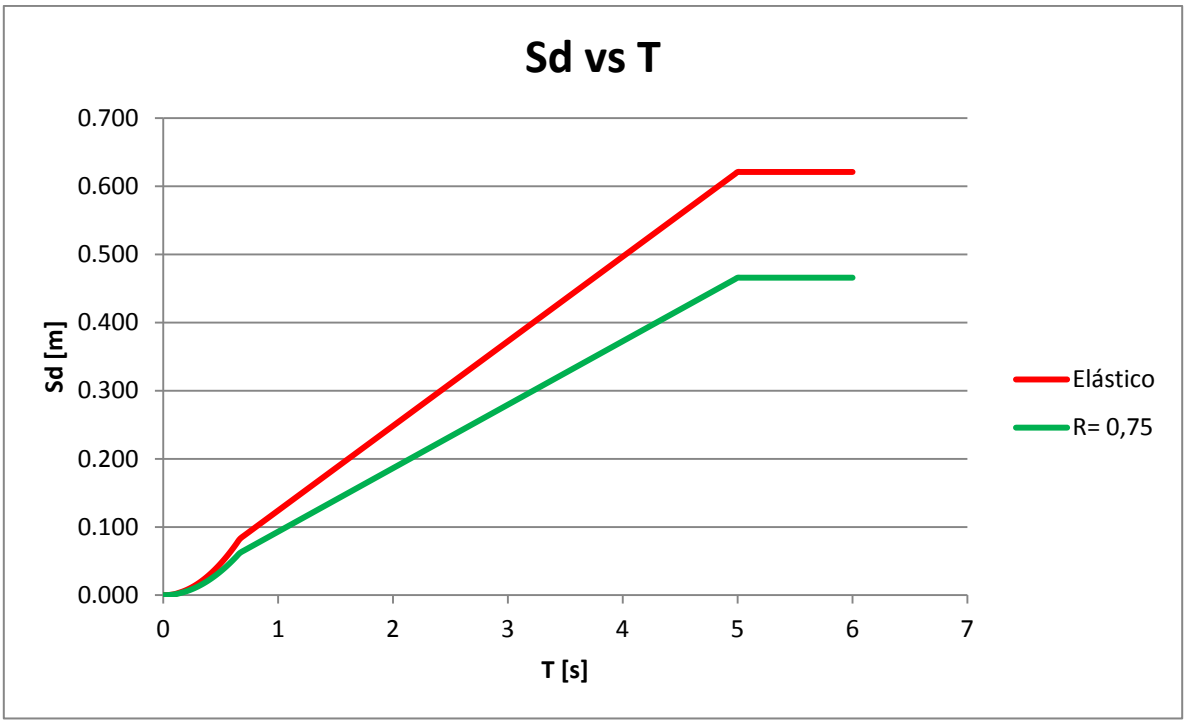


FIGURA 29: ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO

Corte basal: El cálculo es igual que para pórticos:

$$m_e = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{67{,}4}{0{,}246}$$

$$= 274{,}46 \text{ ton}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{{T_e}^2} = \frac{4\pi^2 . 274{,}46}{2{,}64^2}$$

$$= 155{,}46 \; ton/m$$

El corte basal surge de multiplicar este valor por el desplazamiento de diseño:

$$V_B = K_e \, . \, \Delta_d = 155{,}46 \, . \, 0{,}246$$

$$= 38{,}20 \; ton$$

El corte se distribuye entre los tres tabiques

$$V_{B1} = \frac{V_B . {l_{w1}}^2}{\sum_1^m {l_{wj}}^2} = \frac{38{,}20 \, . \, 2{,}5^2}{4^2 + \; 2 \, . \, 2{,}5^2}$$

$$= 8{,}38 \; ton$$

$$V_{B2} = \frac{38{,}20\ .\ 4^2}{4^2 +\ 2\ .\ 2{,}5^2}$$

$$= 21{,}45\ ton$$

En la tabla 4 se pueden apreciar la distribución de fuerza y corte por piso.

TABLA 4

Nivel	H[m]	Δ_i [m]	m_i [ton]	$m_i\Delta_i$	Fi [ton]	F1 [ton]	F2 [ton]	Vi [ton]
P0=	4	0.038	60.00	2.3	1.29	0.28	0.72	38.20
P1=	7	0.076	50.00	3.8	2.16	0.47	1.21	36.92
P2=	10	0.122	50.00	6.1	3.45	0.76	1.94	34.75
P3=	13	0.173	50.00	8.7	4.91	1.08	2.75	31.30
P4=	16	0.229	50.00	11.4	6.48	1.42	3.64	26.40
P5=	19	0.287	50.00	14.4	8.13	1.78	4.56	19.92
P6=	22	0.347	60.00	20.8	11.79	2.58	6.62	11.79
			∑	67.4	38.20	8.38	21.45	

4.3-SISTEMA PÓRTICO-TABIQUE

En la construcción de edificios, se combinan en la mayoría de los casos dos o más tipos estructurales. Los más utilizados son los dos vistos hasta el momento: pórticos y tabiques. Para el análisis de estos elementos es necesario recordar que se supone el comportamiento de los pisos como diafragmas rígidos, por lo que en cada nivel, todos los elementos resistentes tienen el mismo desplazamientos.

Es de notar, además, que las diferencias de rigidez entre tabiques y pórticos provocan que los primeros entren en fluencia para desplazamientos significativamente más bajos que los segundos, haciendo que la distribución de esfuerzos por rigidez inicial no tenga relevancia en el comportamiento plástico de la estructura. Esto da una cierta libertad para determinar la porción de corte basal que soportará cada estructura, basado en experiencia y juicio ingenieril (según número de tabiques, rigidez de estos, número relativo de tabiques y pórticos, etc.), más que en la rigidez elástica de los elementos.

Por estas razones, el diseño de estructuras pórtico-tabique, tiene un paso previo a la determinación de los desplazamientos de diseño, que hace a las consideraciones preliminares.

4.3.1-Consideraciones preliminares

Para una dirección determinada de la estructura, con tabiques y pórticos ubicados de manera paralela, se deben asignar la proporción de corte basal β_F que toman los pórticos, que suele estar entre el 15% al 50%, por la menor rigidez de éstos.

El corte tomado por pórticos y tabique será, respectivamente:

$$V_F = \beta_F V_B$$

$$V_W = (1 - \beta_F) V_B$$

Luego es necesario determinar cómo se distribuirá la resistencia de vigas en altura. Como el desplazamiento estará gobernado por la rigidez de los tabiques, la posibilidad de que se forme "un piso blando" en los niveles inferiores es muy pequeña. Por ende, es aceptable tomar corte constante en la altura del pórtico, para lograr un diseño más uniforme. Esto es lo mismo que tomar una carga única a nivel de techo igual a V_F .

Las fuerzas en el pórtico serán las que resulten de sustraer esta fuerza a la distribución clásica de esfuerzos de la deformada uniforme. Esto se aprecia mejor en la figura, donde se puede ver que el tabique tendrá una reversión del corte por efecto del mecanismo antes expuesto.

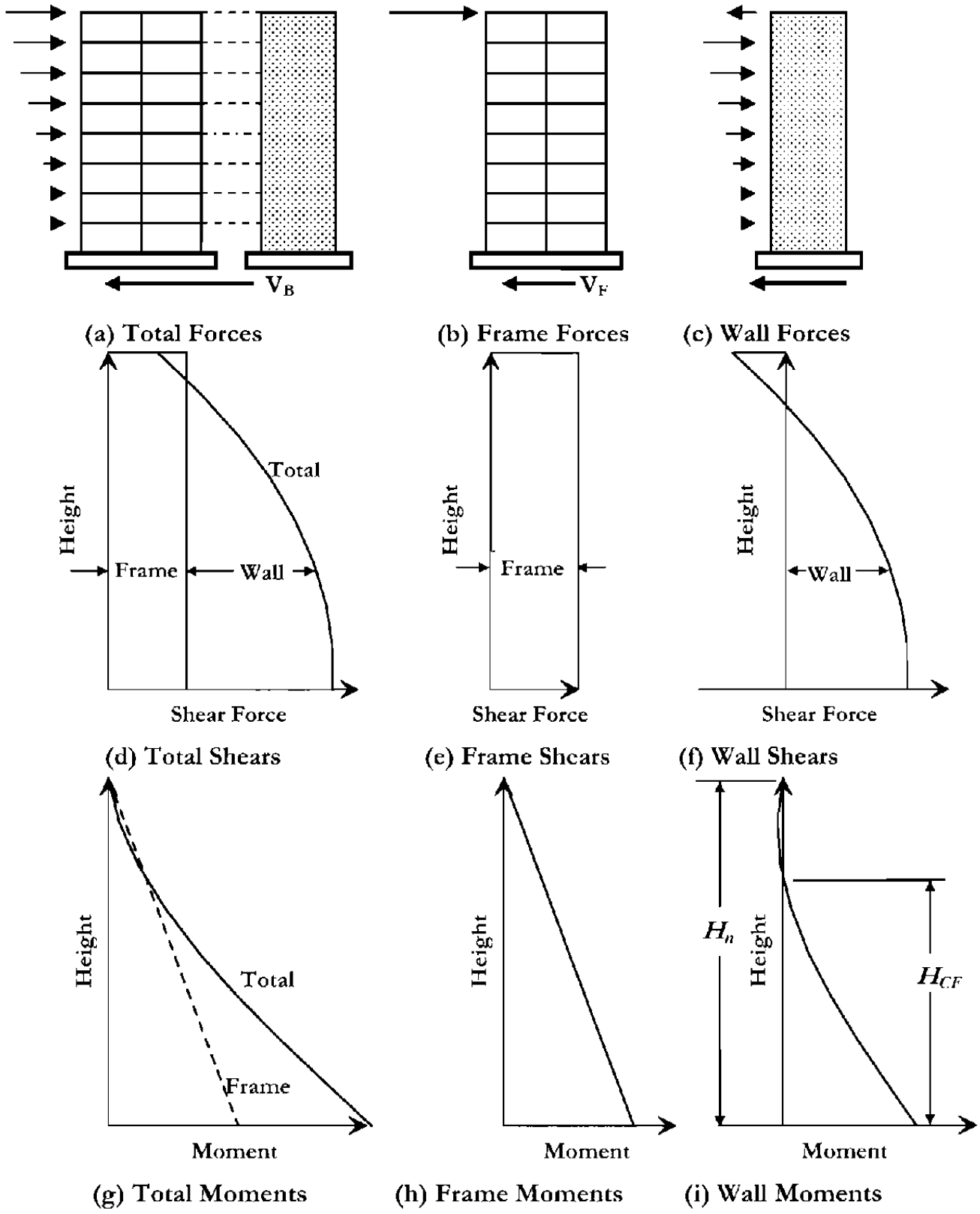


FIGURA 30: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN ALTURA [1]

El efecto que esto tendrá en los momentos es muy importante, ya que generará muy probablemente una contraflecha en el tabique, que es determinante a la hora de calcular los desplazamientos de diseño, ya que implica una reversión en la curvatura de diseño.

Todo lo aquí asentado es necesario definirlo previamente, como veremos en la siguiente sección, porque es necesario para definir la deformada de diseño.

4.3.2-Desplazamiento de diseño

Como se expresó en el apartado anterior, se debe determinar una deformada aproximada para comenzar el diseño. Es aceptable aproximar una deformada lineal, ya que las características de la deformada del tabique y pórtico tienden a complementarse.

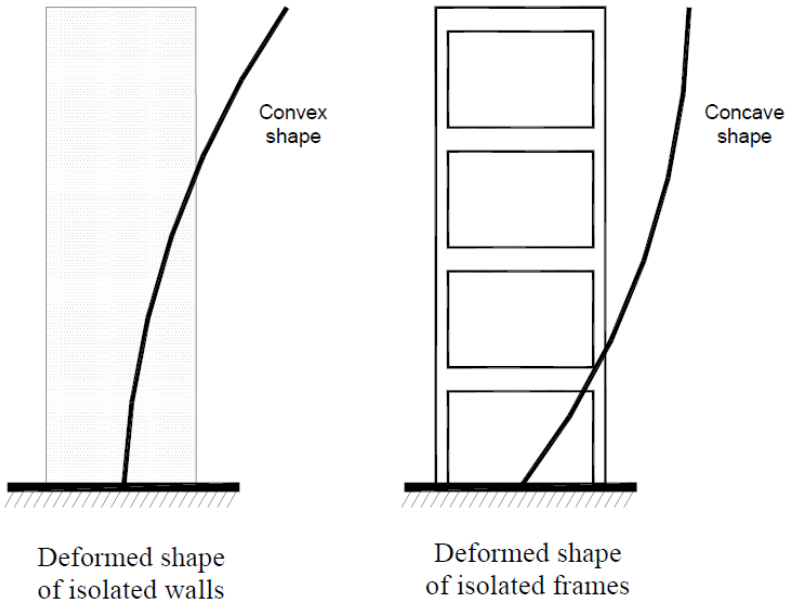


FIGURA 31: DEFORMADA DE PÓRTICO Y TABIQUE AISLADO [6]

En este punto interesan los valores relativos, así que se supone un valor de corte basal V_B=1.

Como la deformada es lineal, puede realizarse la distribución de fuerzas en función de la altura de cada piso, en lugar del desplazamiento total:

$$F_i = 1\frac{m_i\Delta_i}{\sum m_i\Delta_i} \cong \frac{m_iH_i}{\sum m_iH_i}$$

Y el corte en cada nivel i será la suma del corte en los pisos superiores, más la solicitación en ese nivel:

$$V_i = V_{i+1} + F_i$$

El corte relativo a cada sistema resistente será el definido por el coeficiente β_F. Para los pórticos tendrá un valor constante, que para el corte basal unitario será:

$$V_{Fi} = \beta_F$$

Mientras que en los tabiques, el corte por piso estará dado por la diferencia

$$V_{Wi} = V_i - V_{Fi}$$

Con este valor se pueden obtener los momentos relativos en cada nivel en los tabiques, como la suma de los momentos en pisos superiores más el momento en ese piso:

$$M_{wi} = M_{wi+1} + V_{wi+1}(H_{i+1} - H_i)$$

Esto permite obtener una altura de contraflecha H_{CF} que se utilizará para calcular los desplazamientos.

Como la rigidez del tabique es mayor que la del pórtico y entra en fluencia para un desplazamiento menor éste, la deformada del primero definirá el comportamiento de fluencia de la estructura.

Del gráfico de la variación de momento en altura podría obtenerse el equivalente de curvatura en altura. La forma del mismo será muy similar, y como vimos puede simplificarse con bastante precisión mediante una variación lineal de curvatura, siendo en la base $\emptyset_y$. Conservativamente, además, podría considerarse que por encima de la altura H_{CF} la curvatura es cero, ya que en esta zona el valor de la misma será muy bajo y con sentido contrario al del resto del tabique.

Integrando para esta conformación, el desplazamiento de fluencia será:

$$\Delta_{yi} = \emptyset_{wy}\left(\frac{{H_i}^2}{2} - \frac{{H_i}^3}{6H_{CF}}\right) \qquad para\ \ H_i \leq H_{CF}$$

$$\Delta_{yi} = \emptyset_{wy}\left(\frac{H_{CF}.H_i}{2} - \frac{{H_{CF}}^2}{6}\right) \qquad para\ H_i > H_{CF}$$

Donde $\emptyset_{wy}$ toma los valores recomendados con anterioridad para tabiques:

$$\emptyset_{wy} = 1.5\frac{\varepsilon_y}{l_w} \qquad para\ tabiques\ ensanchados$$

$$\emptyset_{wy} = 2\frac{\varepsilon_y}{l_w} \qquad para\ tabiques\ rectangulares$$

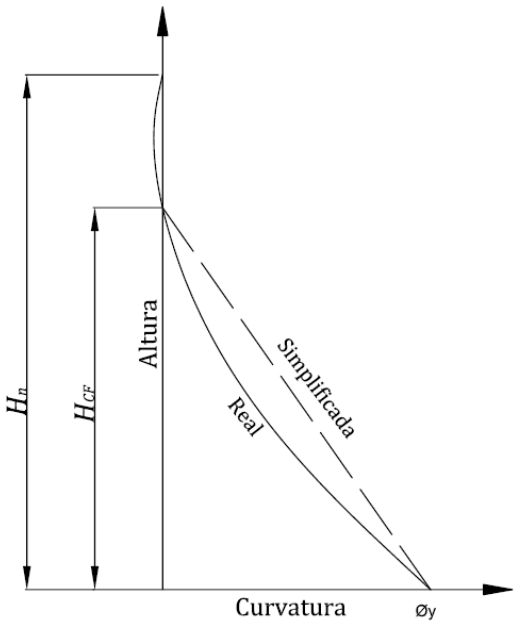


FIGURA 32: CURVATURA SIMPLIFICADA DEL TABIQUE

El desplazamiento de diseño, como siempre, dependerá de si gobierna la resistencia de los materiales o los límites impuestos por código. Como siempre, se asume que el pórtico no será crítico para el diseño, y éste será definido por los tabiques. Además, la altura limitante será H_{CF}. La fórmula general será:

$$\Delta_{di} = \Delta_{yi} + \theta_p . H_i$$

Donde θ_p será:

Límite del material $\quad \theta_p = (\emptyset_{ls} - \emptyset_y) . L_p = (0.072 l_w - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}) . L_p$

Límite del código $\quad \theta_p = \theta_c - \theta_y = \theta_c - \frac{\varepsilon_y H_{CF}}{l_w}$

Donde L_p se calcula igual que para tabiques, pero utilizando H_{CF} en lugar de H_e, a menos que este último sea menor que el primero, en cuyo caso se utilizará H_e.

Estudios realizados por distintos autores recomiendan además una reducción del límite del código para edificios de más de 10 pisos y β_F grandes, debido a la influencia de modos superiores de vibración:

$$\omega_\theta = (1 - \left(\frac{n-5}{100}\right)\left(\frac{M_{OTMF}}{M_{OTM}} + 0{,}25\right)) \leq 1$$

Donde M_{OTMF} es el momento relativo total tomado por el pórtico y M_{OTM} es el momento de vuelco total.

En este paso, sería recomendable volver a realizar el planteo inicial para los desplazamientos obtenidos hasta aquí, pero el error asociado a ello es muy bajo, por lo que podría prescindirse para edificios regulares.

Finalmente, el desplazamiento de diseño para el SDOF se determina con la fórmula general:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i{}^2}{\sum m_i \; x \; \Delta_i}$$

4.3.3-Desplazamiento de fluencia

Este desplazamiento se calcula con la fórmula obtenida en el apartado anterior, para la altura H_e. Si $H_e > H_{CF}$, por ejemplo, resulta:

$$\Delta_y = \emptyset_{wy} \left(\frac{H_{CF}.H_e}{2} - \frac{H_{CF}{}^2}{6} \right)$$

La posibilidad de que el edificio responda elásticamente no estará limitada por la relación de aspecto, que sería muy conservativo, sino por una relación de H_c, que será la altura con mayor deriva. La respuesta será elástica si se cumple:

$$\frac{H_{CF}}{l_w} \geq \frac{\theta_c}{\varepsilon_y}$$

4.3.4-Ductilidad y amortiguamiento

La masa efectiva es, como siempre,

$$m_e = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i}{\Delta_d}$$

En este paso hace falta determinar la ductilidad para cada pórtico y tabique. Cada tabique j tendrá una ductilidad propia, dada por:

$$\mu_{wj} = \frac{\Delta_d}{\Delta_{wyj}}$$

Para los m tabiques distribuidos en planta, en la altura H_e.

Los pórticos tendrán la misma ductilidad, dado que la deformada es lineal. La ductilidad estará dada por:

$$\mu_F = \frac{\Delta_d}{\theta_{yF}.H_e}$$

Para los pórticos distribuidos en planta. El valor de θ_{yF}es el visto para pórticos.

Todos los sistemas resistentes influyen en el amortiguamiento, y el mismo se pondera según la energía disipada por cada elemento resistente, representada por la porción de momento de vuelco tomada por cada uno de los mismos.

La formulación del amortiguamiento es la adoptada para pórticos y tabiques:

$$\xi_F = 0{,}05 + 0{,}565\ (\frac{\mu_F - 1}{\pi\mu_F})$$

$$\xi_w = 0{,}05 + 0{,}444\ (\frac{\mu_W - 1}{\pi\mu_W})$$

Si los tabiques son iguales entre sí, y otro tanto sucede con los pórticos, el amortiguamiento total será:

$$\xi = \frac{\xi_F.M_{OTMF} + \xi_w.M_{OTMW}}{M_{OTM}}$$

El momento de vuelco (relativo) total estará dado por

$$M_{OTM} = \sum_{0}^{n-1} V_{i+1}(H_{i+1} - H_i)$$

Y la misma fórmula puede utilizarse para obtener M_{OTMF}y M_{OTMW}.

4.3.5-Período efectivo

Para la obtención del espectro amortiguado, se sigue el mismo procedimiento que para pórticos y tabiques, realizando la reducción del desplazamiento de esquina y calculando a partir del mismo el período del SDOF:

$$R_\mu = (\frac{0.07}{0.02 + \xi})^\alpha$$

$$\Delta_c = \Delta_{0,05}.R_\mu$$

$$T_e = T_c\frac{\Delta_d}{\Delta_c}$$

4.3.6-Rigidez y corte basal

Con el período determinado, podemos sacar la rigidez efectiva del SDOF mediante la formulación clásica:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{{T_e}^2}$$

Y el corte en la base es finalmente:

$$V_B = K_e \,.\, \Delta_d$$

Este valor se distribuye según el coeficiente β_F. Teniendo los valores relativos de momento utilizados para sacar el amortiguamiento, podemos calcular el momento de vuelco para tabiques como:

$$M_{OTMWt} = M_{OTMW}.V_B$$

Y se dividirá en partes iguales entre los tabiques si estos son iguales, o mediante el cuadrado de su longitud si son distintos:

$$M_{OTMWi} = M_{OTMWt}.\frac{{l_{wi}}^2}{\sum_1^m {l_{wi}}^2}$$

El corte en los pórticos será igual a $V_F = \beta_F V_B$, y será constante en altura. Se distribuye uniformemente en planta si los pórticos son iguales.

El momento será el corte por la altura H_s de piso y, suponiendo vigas de igual resistencia, se dividirá por el número de rótulas plásticas r de dicho piso:

$$M_{bi} = \frac{V_F.H_s}{r}$$

La utilización de sistemas mixtos en DDBD es una gran ventaja ya que se aumenta el amortiguamiento del sistema respecto a un sistema de pórticos o tabiques únicamente. Por otro lado, cuando limita el código, también hay un aumento del desplazamiento de diseño del SDOF. Esto repercute en fuerzas de diseño menores, dando un costo menor de la estructura en conjunto.

Una aclaración que es importante hacer respecto de este tipo de sistemas, es para el caso en que el pórtico y el tabique están vinculados mediante vigas resistentes en un mismo plano. Para dicho caso, el momento en las vigas del pórtico se transmitirá al eje del tabique mediante las vigas de vinculación, generando una disminución de la flexión en el tabique, como puede verse en la figura 33.

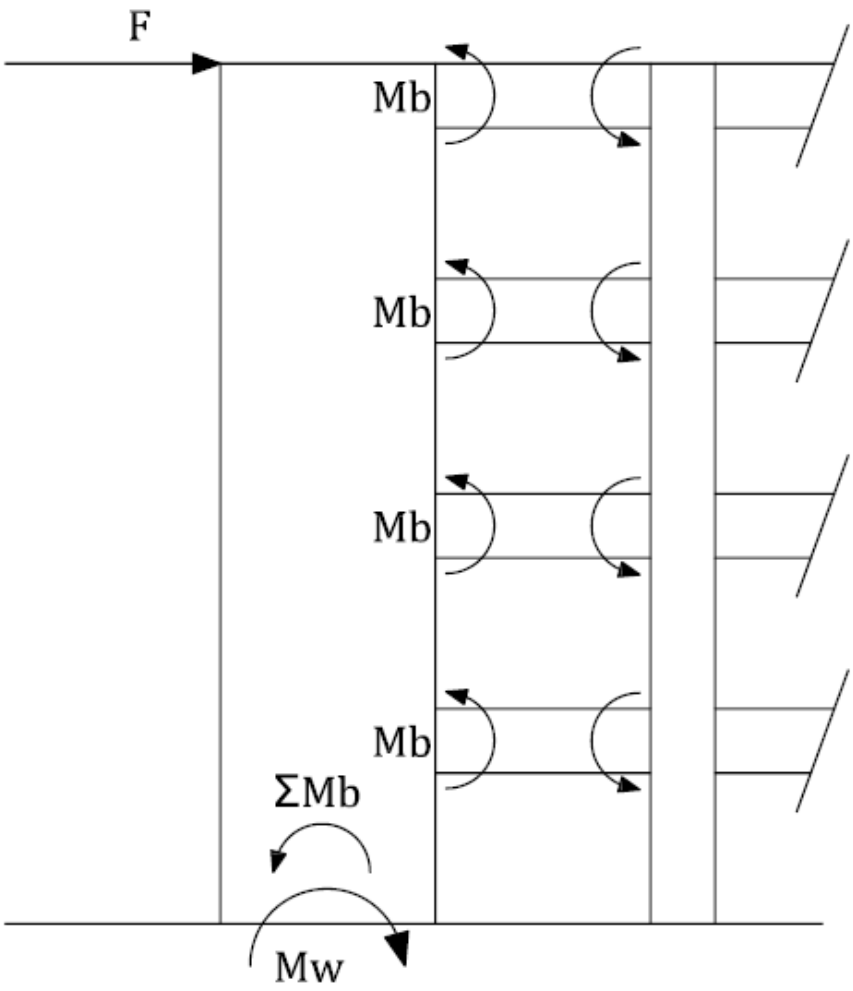


FIGURA 33: REDUCCIÓN DE MOMENTO EN EL TABIQUE POR VIGA DE VINCULACIÓN.

Esta disminución en el momento dependerá como siempre del esfuerzo que tome cada sistema resistente, y será compensado mediante la acción de dos esfuerzos axiales en el tabique y en la columna externa C y T que resultan en una cupla equilibrante.

Este efecto se dará en cada piso, y no es en realidad igual al momento en el extremo de la viga, sino a la proyección del mismo hasta el eje del tabique, como puede observarse en la figura 34.

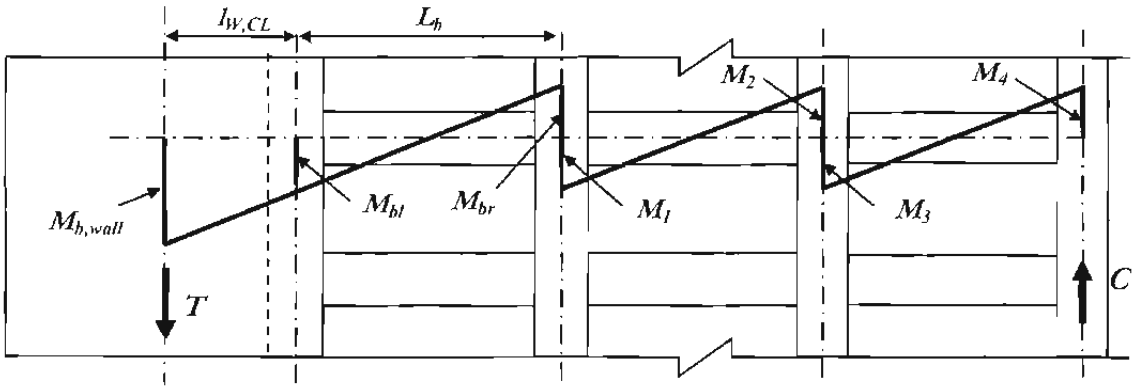


FIGURA 34: MOMENTO EN EJE DEL TABIQUE POR VINCULACIÓN CON PÓRTICO [1]

De la figura se desprende que el momento que afecta al tabique será:

$$M_{wb} = M_{bl} + \frac{M_{bl} - M_{br}}{L_b} . l_{WCL}$$

Donde M_{bl} es el momento en el extremo de viga en unión con el tabique (será cero si se considera aquí una articulación) y M_{br} es el momento en el otro extremo de la viga. l_{WCL} es la distancia desde el eje de columna a eje de tabique. También puede observarse la fuerza equilibrante axial.

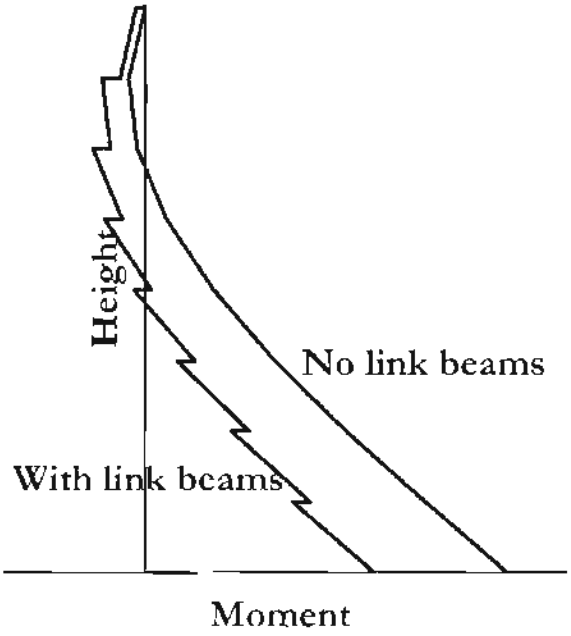


FIGURA 35: MOMENTO EN EL TABIQUE CON Y SIN VIGA DE VINCULO [1]

En la figura se ve claramente que si bien el momento en la base disminuirá, el mismo aumenta en los pisos superiores.

4.3.7-Ejemplo de aplicación

En este caso se analiza un edificio de 9 plantas, descripto en la figura:

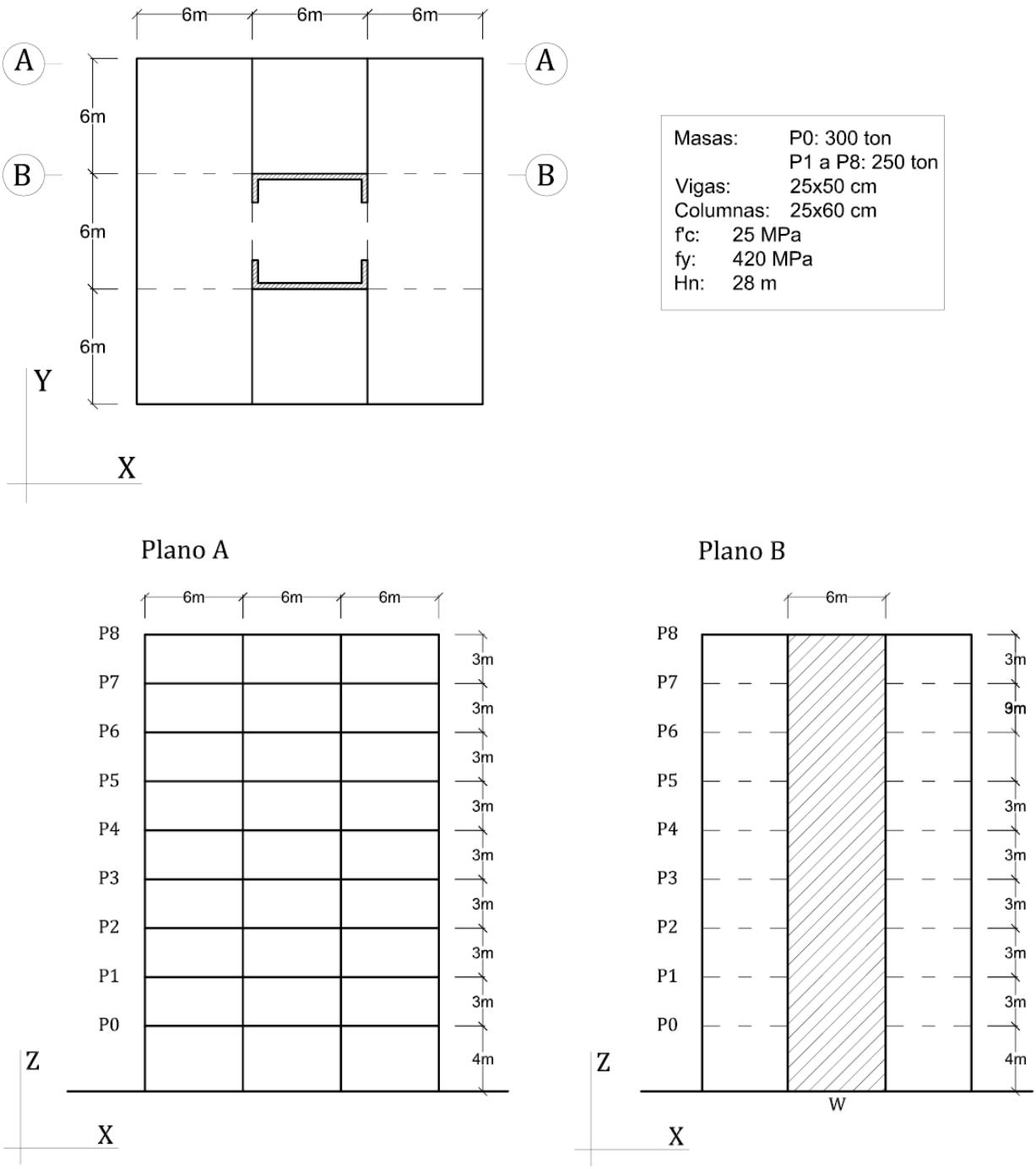


FIGURA 36: EJEMPLO DE APLICACIÓN PÓRTICO-TABIQUE

Se hará el análisis del edificio en la dirección X, donde el sistema resistente está compuesto por dos pórticos de tres vanos y dos tabiques ensanchados. El espectro de

diseño es el mismo utilizado para los casos anteriores. La deriva límite para control de daño por norma es de $\theta_c = 0{,}02$. La distribución del esfuerzo entre pórticos y tabiques se dará para un coeficiente $\beta_F = 0{,}35$.

Determinación de la altura de contraflecha H_{CF}: como se dijo anteriormente, se realiza una distribución de momentos tomando una deformada inelástica lineal, para un corte basal relativo de 1. En la tabla 5 se encuentran los cálculos preliminares. Se puede ver que el corte en los pórticos es constante, según la suposición antes hecha.

TABLA 5

Nivel	H[m]	m_i [ton]	m_iH_i	Fi	V_i	M_i	V_{Fi}	V_{Wi}	M_{Wi}
P8=	28	250	7000	0.19	0.19	0.000	0.35	-0.16	0.00
P7=	25	250	6250	0.17	0.37	0.064	0.35	0.02	-0.05
P6=	22	250	5500	0.15	0.52	0.186	0.35	0.17	-0.05
P5=	19	250	4750	0.13	0.65	0.359	0.35	0.30	0.01
P4=	16	250	4000	0.11	0.76	0.576	0.35	0.41	0.11
P3=	13	250	3250	0.09	0.85	0.829	0.35	0.50	0.25
P2=	10	250	2500	0.07	0.92	1.112	0.35	0.57	0.41
P1=	7	250	1750	0.05	0.97	1.418	0.35	0.62	0.60
P0=	4	300	1200	0.03	1.00	1.740	0.35	0.65	0.81
	0			0.00	1.00	1.990	0.35	0.65	0.97
		∑	36200	1.00					

La altura de contraflecha se da para el cambio de signo de momento en el tabique, que esta retratado en la última columna. Por interpolación lineal, se estima H_{CF}:

$$H_{CF} = 19 + 3\,.\left(\frac{0{,}01 - 0}{0{,}01 + 0{,}05}\right) = 19{,}5\ m$$

Desplazamiento de diseño: se considera que el tabique domina en el diseño, por lo que los desplazamientos límites los impone el mismo. Para determinar el valor total de estos desplazamientos, se debe determinar la parte elástica y la parte plástica. Respectivamente:

$$\Delta_{yi} = \emptyset_{wy}\left(\frac{{H_i}^2}{2} - \frac{{H_i}^3}{6H_{CF}}\right) \qquad para\ \ H_i \leq 19{,}5\ m$$

$$\Delta_{yi} = \emptyset_{wy}\left(\frac{H_{CF}.H_i}{2} - \frac{{H_{CF}}^2}{6}\right) \qquad para\ H_i > 19{,}5\ m$$

En este caso, por ser tabiques ensanchados, se tomará

$$\emptyset_{wy} = 1.5\frac{\varepsilon_y}{l_w} = 0{,}0006$$

El desplazamiento plástico depende del límite impuesto, para lo que se debe calcular la longitud de la rótula plástica en el tabique:

$$k = 0.2\left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right) = 0.2\left(\frac{1{,}3\ .\ 420}{1{,}1\ .\ 420} - 1\right)$$

$$= 0{,}06$$

$$L_{sp} = 0.022\ f_{ye} d_{bl} = 0{,}022\ .\ 1{,}1\ .\ 420\ .\ 0{,}02$$

$$= 0{,}20\ m$$

$$L_p = kH_{CF} + L_{sp} + 0.1 l_w = 0{,}06\ .\ 19{,}5 + 0{,}20 + 0{,}1\ .\ 6$$

$$= 1{,}97\ m$$

Y la deriva de diseño será la menor de:

- Resistencia de los materiales:
  $$\theta_p = \left(\frac{0{,}072}{l_w} - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}\right).L_p = \left(0{,}012 - \frac{2\ .\ 0{,}0023}{6}\right).1{,}97$$
  $$= 0{,}022$$
- Deriva por código:
  $$\theta_p = \theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} = 0{,}02 - \frac{0{,}023\ .\ 22}{4}$$
  $$= 0{,}013$$

Siendo entonces el limitante el código.

El desplazamiento total se obtiene como

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \theta_p . H_i$$

Todos estos valores pueden observarse en la tabla 6.

TABLA 6

Nivel	H[m]	m_i [ton]	Δ_y[m]	Δ_p [m]	Δ_i [m]	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i H_i$
P8=	28	250	0.121	0.350	0.471	55.4	117.7	3296.5
P7=	25	250	0.104	0.312	0.417	43.4	104.1	2603.4
P6=	22	250	0.087	0.275	0.362	32.8	90.5	1992.0

P5=	19	250	0.070	0.237	0.308	23.7	77.0	1462.1
P4=	16	250	0.054	0.200	0.254	16.1	63.4	1014.6
P3=	13	250	0.038	0.162	0.200	10.0	50.1	651.3
P2=	10	250	0.024	0.125	0.149	5.5	37.2	372.3
P1=	7	250	0.012	0.087	0.100	2.5	25.0	174.9
P0=	4	300	0.004	0.050	0.054	0.9	16.3	65.1
					∑	187.0	540.1	11632.1

El desplazamiento de diseño es entonces:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i^{\,2}}{\sum m_i \,.\, \Delta_i} = \frac{187}{540{,}1}$$

$$= 0{,}346\ m$$

Ductilidad de diseño: se debe determinar la este valor para pórtico y para tabiques, de manera de determinar luego la energía que disipará cada sistema resistente.

En ambos casos, se calcula primero el desplazamiento de fluencia. Primero hace falta determinar H_e, y luego el desplazamiento en los tabiques:

$$H_e = \frac{\sum m_i \,.\, \Delta_i \,.\, H_i}{\sum m_i \,.\, \Delta_i} = \frac{11632{,}1}{540{,}1}$$

$$= 21{,}54\ m$$

$$\Delta_{wy} = \emptyset_{wy}\left(\frac{H_{CF}.H_e}{2} - \frac{H_{CF}^{\,2}}{6}\right) = 0{,}0006\,.\left(\frac{19{,}5\,.\,21{,}54}{2} - \frac{19{,}5^2}{6}\right)$$

$$= 0{,}085\ m$$

Para pórticos, por otro lado, se determina la deriva de fluencia y luego se la aplica a la altura efectiva:

$$\theta_{Fy} = 0.5\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} = 0{,}5\,.\,0{,}0023\frac{6\ m}{0{,}5\ m}$$

$$= 0{,}014$$

$$\Delta_{Fy} = \theta_{Fy}\ x\ H_e = 0{,}014\,.\,21{,}54m$$

$$= 0{,}299\ m$$

Obtenidos estos dos valores, no queda más que obtener la ductilidad de cada sistema:

$$\mu_W = \frac{\Delta_d}{\Delta_{Wy}} = \frac{0{,}346}{0{,}085}$$

$$= 4{,}09$$

$$\mu_F = \frac{\Delta_d}{\Delta_{Fy}} = \frac{0{,}346}{0{,}299}$$

$$= 1{,}16$$

Amortiguamiento y período efectivo: se determina según las fórmulas de tabique y pórtico, y luego se pondera según el momento relativo tomado por cada uno, que se obtiene de tabla 5:

$$\xi_F = 0{,}05 + 0{,}565\ (\frac{1{,}16 - 1}{\pi\ .\ 1{,}16})$$

$$= 0{,}07$$

$$\xi_w = 0{,}05 + 0{,}444\ (\frac{4{,}09 - 1}{\pi\ .\ 4{,}09})$$

$$= 0{,}16$$

$$\xi = \frac{\xi_F . M_{OTMF} + \xi_w . M_{OTMW}}{M_{OTM}} = \frac{0{,}07\ .\ 1{,}02 + 0{,}16\ .\ 0{,}97}{1{,}99}$$

$$= 0{,}11$$

Luego el período efectivo se estima igual que en los casos anteriores:

$$R_\mu = (\frac{0.07}{0.02 + \ 0.11})^{0.5}$$

$$= 0{,}72$$

$$\Delta_c = \Delta_{0{,}05} . R_\mu = 0{,}621\ m\ .\ 0{,}72$$

$$= 0{,}448\ m$$

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_c} = 5\ s\ . \frac{0{,}346}{0{,}448}$$

$$= 3{,}86\ s$$

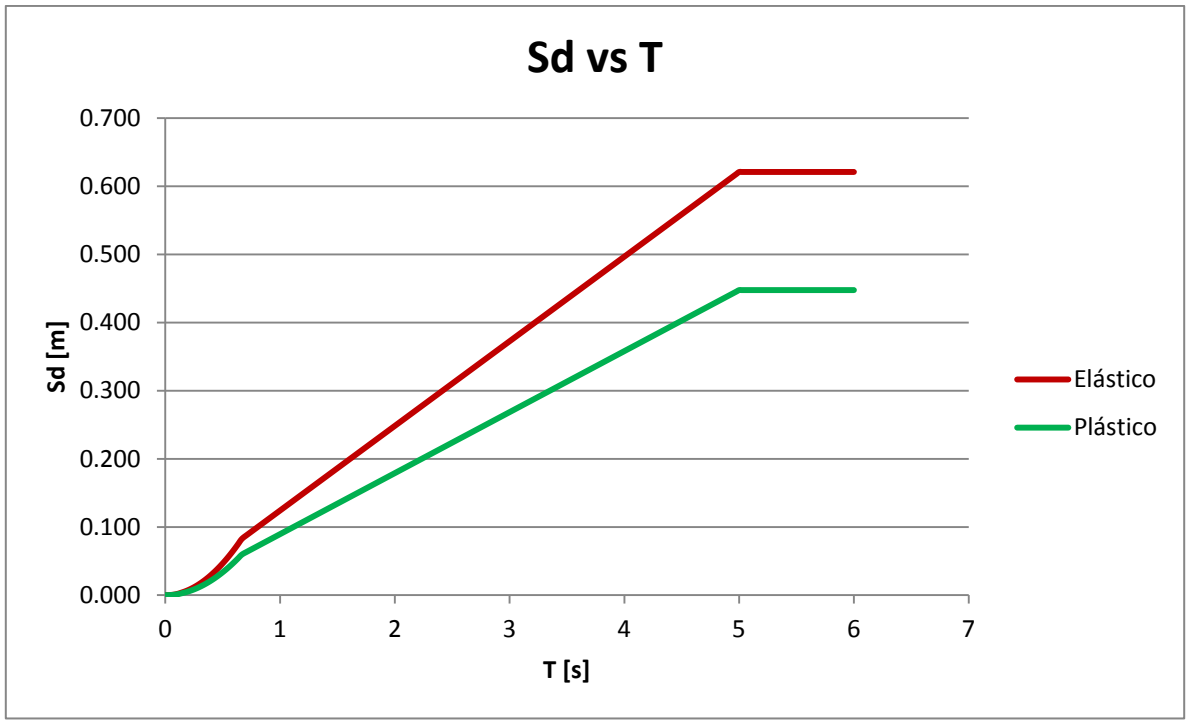


FIGURA 37: ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO

Corte basal: se determina de la manera usual:

$$m_e = \frac{\sum m_i \; x \; \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{540{,}1}{0{,}346}$$

$$= 1560{,}2 \text{ ton}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{{T_e}^2} = \frac{4\pi^2 . 1560{,}2}{3{,}86^2}$$

$$= 413{,}4 \; ton/m$$

$$V_B = K_e \; . \; \Delta_d = 413{,}4 \; . \; 0{,}346$$

$$= 143{,}11 \; ton$$

La distribución del corte se hace entre pórtico y tabique a partir de los esfuerzos relativos obtenidos inicialmente, multiplicado por el corte basal. El momento de giro en la base de los tabiques será el mismo para todos ellos e igual a:

$$M_{Wt} = \frac{M_W . V_B}{2} = \frac{0{,}97 \; . \; 143{,}11}{2}$$

$$= 69{,}4 \; tonm$$

Si se utiliza la deformada calculada y no la simplificación inicial para calcular el momento, se obtiene un valor de 72 tonm. La diferencia es poco significativa, lo que refuerza la idea de que no es necesario volver a calcular H_{CF} luego de obtenida la deformada inelástica.

El momento en la base de los pórticos se obtiene de sustraer del momento total, el aplicado a los tabiques. En la tabla 7, se muestran los valores por piso y para el pórtico y tabique.

TABLA 7

Nivel	H[m]	Δ_i [m]	m_i [ton]	$m_i\Delta_i$	Fi [ton]	V_i [ton]	M_i [t.m]	V_{Fi} [ton]	V_{Wi} [ton]	M_{Wi} [t.m]	M_{Fi} [t.m]
P8=	28	0.471	250	117.7	28.98	28.98	0	50.09	-21.11	0	0
P7=	25	0.417	250	104.1	25.63	54.61	10	50.09	4.53	-7	17
P6=	22	0.362	250	90.5	22.29	76.90	28	50.09	26.81	-6	33
P5=	19	0.308	250	77.0	18.94	95.84	53	50.09	45.76	3	50
P4=	16	0.254	250	63.4	15.61	111.45	85	50.09	61.36	19	67
P3=	13	0.200	250	50.1	12.33	123.78	123	50.09	73.70	39	83
P2=	10	0.149	250	37.2	9.16	132.95	164	50.09	82.86	64	100
P1=	7	0.100	250	25.0	6.15	139.10	208	50.09	89.01	91	117
P0=	4	0.054	300	16.3	4.01	143.11	255	50.09	93.02	121	134
	0				0.00	143.11	290	50.09	93.02	144	146
			∑	581.4	143.11						

4.4-COMPARACIÓN CON EL MÉTODO DE LAS FUERZAS

En este apartado se mostrarán la diferencia en los resultados obtenidos para pórticos bidimensionales de hormigón armado en la obtención del corte basal por el método FBD propuesto en el reglamento CIRSOC 103 y el método DDBD.

Para esto se realizó el análisis de tres pórticos de dos vanos cada uno, de 5,4 y 5,6 metros. La diferencia radica en la altura total de los pórticos, siendo las mismas 9, 20.1 y 42.6 metros cada uno.

Se presentan en la siguiente tabla los datos de predimensionado de los tres pórticos:

TABLA 8

Datos de los pórticos						
				Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3
f'_c=	2500	Tn/m^2	H_n[m]	9	20.1	42.6
f'_y=	42000	Tn/m^2	N° pisos	3	7	15
εy=	0.0023		m_{PB} [ton]	30.85	29.05	28.30
L1=	5.4	m	m_i[ton]	28.75	26.95	27.58
L2=	5.6	m	h_{viga} [cm]	30	35	40
H_{PB}=	3.4	m	d_{viga} [cm]	25	25	25
H_i=	2.8	m	h_{col} [cm]	40	45	60
			d_{col} [cm]	25	25	30

Se utilizó para analizar los pórticos el espectro de aceleraciones del CIRSOC 103 parte 1 de 1991, correspondiente a una zona sísmica 2 (sismicidad moderada) y tipo de suelo 2 (suelos de rigidez intermedia).

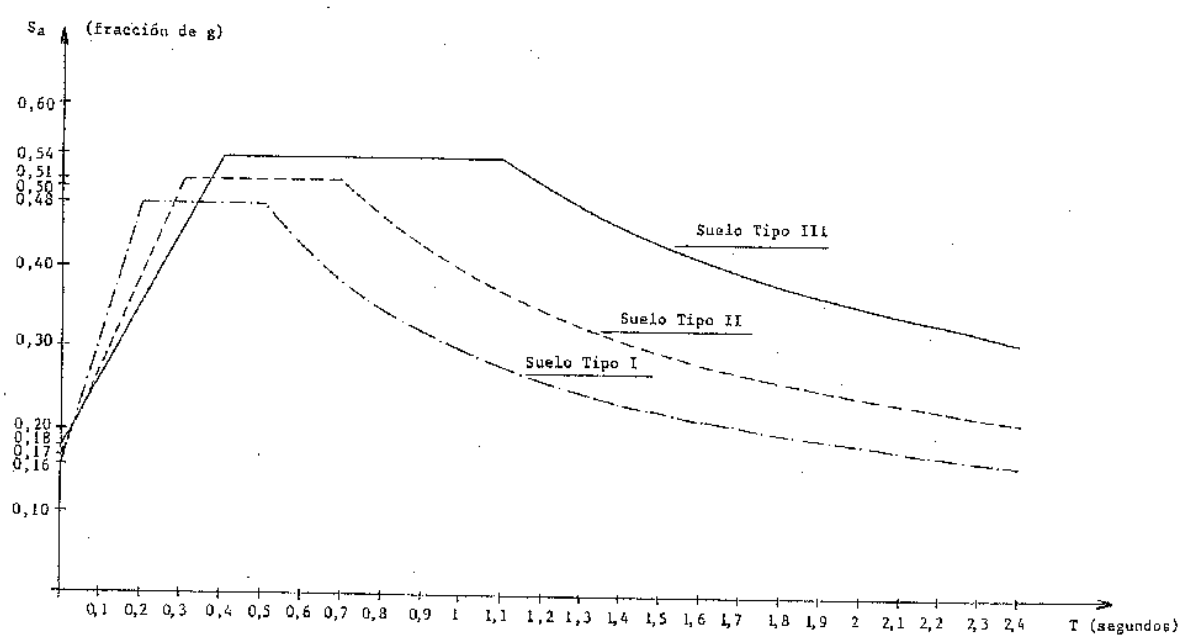


FIGURA 38: ESPECTRO ELÁSTICO DE PSEUDOACELERACIONES PARA ZONA SÍSMICA 2

Con los supuestos iniciales ya expuestos, se obviara la parte procedimental por considerar que ya se ha detallado lo suficiente en apartados anteriores, pasando directamente a los resultados obtenidos para las tres estructuras, tal como puede apreciarse en la Tabla 9.

TABLA 9

Comparación de resultados						
	Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 3	
	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD
Δ_d[m]	0.14	-	0.234	-	0.473	-
Δ_y[m]	0.127	-	0.198	-	0.303	-
H_e [cm]	7	-	13.98	-	28.6	-
m_e [ton]	77.47	-	161.98	-	340.11	-
μ_e	1.1	4	1.19	6	1.56	6
ξ	0.07	-	0.08	-	0.11	-
R_μ	0.9	-	0.84	-	0.72	-
T_e [s]	1.39	0.2	2.14	0.44	4.1	0.93
K_e [ton/m]	158.29	-	139.63	-	79.88	-
hi [cm]	35	35	45	45	60	60
V_B [ton]	22.14	8.77	32.7	16.21	37.75	29.21

En la tabla 9 se observa a simple vista la diferencia de ductilidad que hay entre las estructuras por FBD y DDBD. Todos los pórticos analizados por el FBD tienen ductilidades por encima de 4, mientras que para DDBD, ninguno llega a una ductilidad 2.

La razón de esto reside en la forma de determinación de los desplazamientos de fluencia, que como se dijo anteriormente, son mucho más altos para el DDBD que para FBD. Esto, consecuentemente, reduce el valor de la ductilidad.

El período también es sumamente distinto, no llegando a la unidad en ninguno de los pórticos calculados por el CIRSOC 103, mientras que para el otro método arrancan desde 1,39 seg. para el pórtico más bajo, hasta 4,1 seg. en el pórtico de 15 plantas. Esto se debe a que en el FBD se utilzan períodos elásticos, mientras que el DDBD utiliza el período inelástico de la estructura, que es siempre mayor al elástico.

Es notorio, también, que el corte es mayor en las estructuras diseñadas por desplazamiento. Esta diferencia, sin embargo, decrece a medida que el edificio se hace más alto. De aquí se desprende que el diseño por desplazamientos no implica necesariamente un diseño menos costoso que por el FBD, sino que mejora la performance del edificio, generando un riesgo más uniforme. Esto se debe a que el DDBD tiene en cuenta cada elemento resistente por separado, y a partir de las características de estos después determina parámetros globales para la estructura. En cambio el FBD asigna

valores globales a la estructura que resultan en algunos elementos individuales muy sobredimensionados, y otros más acotados o incluso subdimensionados.

Dado que en este apartado sólo se busca mostrar la diferencia de resultados entre métodos y no su razón, no se hará un análisis más profundo.

5-CONCLUSIONES

Al principio de este trabajo se mostraron algunas falencias del actual enfoque del diseño sísmico basado en fuerzas, así como también se resaltó la importancia que tienen los desplazamientos en el diseño sísmico por sobre la resistencia de los elementos estructurales.

A lo largo de este texto se expuso el método de diseño basado en desplazamientos (DDBD), que tiene en cuenta los estados límites de desplazamiento para el diseño de la estructura de un edificio.

En general, para los métodos utilizados por los distintos códigos, la ductilidad y el amortiguamiento se aplican como un factor de reducción relativo al tipo estructural elegido, de manera global y arbitraria. Se evidenció que la ductilidad y el amortiguamiento tienen una implicación directa en el diseño por DDBD.

El concepto de estructura inelástica equivalente permite facilitar la determinación de la excitación inelástica del sismo. El DDBD, plantea una forma simple y directa de determinar las solicitaciones sísmicas de las rótulas plásticas de la estructura, siendo más flexible a la hora de distribuir esfuerzos que los métodos basados en consideraciones elásticas.

Esa simplicidad permite realizar los cálculos del método a mano. Sin embargo, dado el gran poder de cómputo de los programas y procesadores actuales, es imperioso desarrollar un software de cálculo especializado. Un ejemplo, todavía en versiones incompletas, es el DBDSoft desarrollado por EUCENTRE.

Lo antes expuesto no implica que las estructuras diseñadas mediante un planteo cuidadoso del DBF, con un confinamiento correcto, y con la correspondiente verificación de desplazamiento, sean estructuras inseguras. Si bien raramente se dará el colapso, se producirán desplazamientos inadmisibles para el sismo de diseño, que pueden derivar en la demolición parcial o total del edificio. Con el DDBD, en cambio, se logra un riesgo menor.

Hoy están ampliamente aceptados los métodos basados en desplazamientos a nivel internacional, pero falta una mayor cantidad de pruebas y aplicaciones a casos prácticos que terminen de darle una validez general.

6-REFERENCIAS

[1] Priestley, Calvi y Kowalsky (2007); “Displacement-Based Seismic Design of Structures”; IUSS Press;
[2] Calvi, G. M. (2008); “Displacement-Based Seismic Design of Structures”; 3º Conferencia Nacional de Terremoto, Ingeniería e ingeniería sísmica de Grecia;
[3] Dzakic, Kraus y Moric (2012); “Direct Displacement Based Design of Regular Concrete Frames in Compliance with Eurocode 8”; Technical Gazette 19;
[4] García López, Reyes (2007); “Development of a Displacement Based Design Method for Steel Frame-RC Wall Buildings”; IUSS Press;
[5] Malekpour y Farhad (2013); “Application of the Direct Displacement Based Design Methodology for Different Types of RC Structural Systems”; International Journal of Concrete Structures and Materials;
[6] Pérez Vargas, Francisco (2012); “Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos, y la Norma NSR-10”;
[7] Piecker, Alain (2007); “Advanced Earthquake Engineering Analysis”; Springer Wien NY;
[8] Priestley, Nigel (2003); “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited”; IUSS Press;
[9] Priestley, Nigel (1997); “Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance to Seismic Design”.
[10] Sullivan, Timothy (2007); “Displacement Considerations for the Seismic Design of Tall RC Frame-Wall Buildings”; 8th Pacific Conference on Earthquake Engineering;
[11] Sullivan, Priestley y Calvi (2012); “A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures”; IUSS Press;
[12] Dwairi y Kowalsky (2007); “Equivalent Viscous Damping in Support of Direct Displacement-Based Design”; Journal of Earthquake Engineering;
[13] Grant, Balndon y Priestley (2005); “Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design”; IUSS Press.