

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 5 PISOS
DISEÑADO CON EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
PERO ACEPTANDO UNA DERIVA MAXIMA DE 1%**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

CARLOS JURADO GUERRA

MIJAIL MENDOZA QUINTANA

LIMA – PERÚ

2012



Dedicado con todo nuestro aprecio
Y gratitud a nuestros padres.

AGRADECIMIENTOS

Queremos realizar una mención especial, a quien nos ha guiado en esta investigación y estudio, a nuestro asesor, Ing. Alejandro Muñoz. Ha sido un docente con mucha simpatía y dedicación para todos los alumnos, tanto en la etapa de pregrado como posterior a ella, por lo cual estamos muy agradecido y compartimos con todos.

La oportunidad de poder estudiar, y cada día ser mejores integralmente, tanto como personas y profesionales se la debemos a nuestras familia, que son el soporte para cada una de nuestras decisiones y que nos guían en el camino.



RESUMEN

El objetivo de evaluar el comportamiento de una edificación, es para estimar el desempeño de las edificaciones ante diferentes niveles de demanda sísmica.

Para nuestro caso de estudio, se ha analizado un edificio aporricado de cinco pisos. Las dimensiones en planta son de 33 x 22 metros, columnas espaciadas cada 5.5m y ubicado sobre un suelo bueno.

En todos los pasos del diseño, se cumplieron las exigencias dadas por las normas peruanas, aceptando una deriva máxima de 1%. Para el análisis del estado del Edificio posterior a los diferentes niveles de sismo, se usó la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC [REFERENCIA 1].y en el caso de la respuesta sísmica, procedimientos de análisis no lineal, basados en espectros de demanda y capacidad.

Luego de los cálculos, basados en una deriva máxima de 1%, obtuvimos como resultado columnas cuadradas de 45cm de sección y vigas de 25x50cm de sección.

Algunos de los indicadores que nos permiten medir el comportamiento de la estructura, son la ductilidad respecto de la fluencia efectiva, en nuestro estudio equivalente a 3.6, y una sobrerresistencia de 1.42. El desempeño del edificio logró una sobrerresistencia al colapso de 2.7

Revisando en mayor detalle los resultados, observamos que en el caso de un sismo frecuente, la estructura avanza en una parte no muy importante el estado inelástico y se desempeña en estado funcional. En el caso de un sismo raro, en la dirección mas corta, que es la transversal la estructura se encuentra cercana al colapso, lo que se podría considerar como resultado para todo el Edificio, ya que es un conjunto de elementos relacionados.

Con estos resultados, corroboramos que el usar una deriva de 1%, en vez de considerar la deriva de la norma de 0.7%, permite secciones de elementos menores y de menor peso, por lo que nos lleva a reducir la cantidad de refuerzo estructural y de concreto, haciendo edificios más ligeros y económicos, que cumplirían las normas sismorresistentes.

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 5 PISOS
DISEÑADO CON EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
PERO ACEPTANDO UNA DERIVA MAXIMA DE 1%**

ÍNDICE

| | |
|--|---------------|
| CAPITULO 1.- <u>INTRODUCCIÓN</u> | 9 |
| 1.1 Objetivos y Metodología | 9 |
| 1.2 Organización del documento | 9 |
| CAPITULO 2.- <u>COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES</u> | 11 |
| 2.1 Ensayos experimentales de acciones laterales | 11 |
| 2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenidos de un modelo teórico | 13 |
| 2.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado | 13 |
| • Modelos esfuerzo-deformación para el acero | 13 |
| ○ Modelo elastoplástico | 13 |
| ○ Modelo de curva completa | 14 |
| ○ Modelo trilineal | 13 |
| • Modelos esfuerzo-deformación para el concreto | 15 |
| <u>Para Concreto No Confinado:</u> | |
| ○ Modelo de Whitney o bloque rectangular del ACI | 15 |
| ○ Modelo de Hognestad | 16 |
| ○ Modelo del CEB | 17 |
| <u>Para Concreto Confinado:</u> | |
| ○ Modelo de Kent y Park | 18 |
| ○ Modelo de Mander | 18 |
| 2.2.2 Modelo inelástico de las secciones | 20 |
| • Momento flector y curvatura | 20 |
| 2.2.3 Modelo inelástico de los elementos barra (vigas-columnas) | 21 |
| • Zonas de comportamiento no-lineal | 21 |
| • Relaciones momento-giro en rótulas plásticas | 22 |
| • Diagrama simplificado | 23 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 2.2.4 | Modelo inelástico de edificios | 24 |
| • | Zonas de comportamiento inelástico concentrado | 24 |
| 2.2.5 | Curva de capacidad | 25 |
| • | Análisis de acciones incrementales | 25 |
| • | Fluencia efectiva y modelo bilineal | 28 |
| ○ | Criterio de las rigideces tangentes | 29 |
| ○ | Criterio de las áreas iguales | 29 |
| • | Zonas elástica e inelástica del modelo bilineal | 30 |
| • | Ductilidad | 31 |
| ○ | Ductilidad disponible | 31 |
| ○ | Ductilidad demandada | 33 |
| • | Sobrerresistencia | 36 |
| 2.2.6 | Espectro de capacidad | 39 |
| 2.2.7 | Programas de computación para el análisis incremental | 40 |
| CAPITULO 3.- <u>RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES</u> | | 42 |
| 3.1 | Representación de las sollicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda | 42 |
| 3.2 | Punto de demanda | 43 |
| 3.3 | Respuesta elástica de estructuras | 44 |
| 3.4 | Respuesta inelástica de estructuras | 44 |
| CAPITULO 4.- <u>EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES</u> | | 48 |
| 4.1 | Propuesta empleada en la evaluación del desempeño | 48 |
| 4.2 | Niveles de amenaza sísmica | 48 |
| 4.3 | Niveles de desempeño | 49 |
| 4.4 | Importancia de la edificación | 50 |
| 4.5 | Matriz de desempeño | 51 |
| CAPITULO 5.- <u>EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 5 PISOS EN LA COSTA PERUANA</u> | | 51 |

| | |
|---|-----------|
| 5.1 El edificio estudiado | 52 |
| 5.2 Análisis elástico para propósitos de diseño | 53 |
| 5.2.1 Análisis por cargas de gravedad | 54 |
| 5.2.2 Análisis Sísmico | 55 |
| • Análisis Estático | 55 |
| • Análisis Dinámico | 56 |
| ○ Propiedades inerciales | 56 |
| ○ Espectro de análisis | 57 |
| ○ Resultados de desplazamientos del análisis dinámico | 58 |
| ○ Fuerzas internas para diseño | 58 |
| 5.3 Diseño | 59 |
| 5.3.1 Filosofía general de diseño | 59 |
| 5.3.2 Combinaciones para el diseño | 59 |
| 5.3.3 Diseño de vigas | 59 |
| 5.3.4 Diseño de columnas | 61 |
| 5.4 Modelo inelástico | 63 |
| 5.4.1 Modelos de comportamiento para materiales | 63 |
| 5.4.2 Diagramas momento-curvatura y momento-giro | 65 |
| 5.4.3 Modelo del conjunto | 70 |
| 5.4.4 Resultados del análisis de desplazamiento incremental | 71 |
| • Curva de capacidad y puntos de interés | 71 |
| • Sobrerresistencia y ductilidad | 72 |
| 5.5 Representación del peligro sísmico | 74 |
| 5.6 Respuesta del edificio ante los 3 niveles de demanda | 77 |
| 5.7 Calificación del desempeño | 78 |
| | |
| CAPITULO 6.- <u>DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE BAJA ALTURA</u> | 80 |
| 6.1 Organización del trabajo | 80 |
| 6.2 Demandas de rigidez de la norma peruana del 2003 | 82 |
| 6.2.1 Cálculo de desplazamientos laterales según la norma peruana | 82 |
| • Modelo y desplazamientos para solicitaciones reducidas | 82 |
| • Cálculo de los desplazamientos máximos esperados | 83 |
| 6.2.2 Desplazamiento lateral permisible según norma | 83 |

| | | |
|---|---|-----------|
| 6.2.3 | Dimensiones de columnas requeridas para controlar la deriva | 83 |
| 6.3 | Ductilidad y sobrerresistencia global | 84 |
| 6.4 | Desempeño de edificios aporticados ante los sismos de demanda | 88 |
| CAPITULO 7.- <u>RESUMEN Y CONCLUSIONES</u> | | 90 |
| 7.1 | Resumen del comportamiento observado en el edificio de 5 pisos | 90 |
| 7.1.1 | Diseño del edificio de 5 pisos | 90 |
| 7.1.2 | Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales | 91 |
| 7.1.3 | Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales | 92 |
| | • Mecanismo de progresión de rótulas y colapso | 92 |
| | • Ductilidad global | 94 |
| | • Resistencia | 94 |
| 7.1.4 | Capacidad estructural y demandas del Código Peruano | 94 |
| 7.1.5 | Desempeño sismorresistente esperado | 94 |
| | • Sismos Frecuentes | 94 |
| | • Sismos Raros | 95 |
| 7.2 | Desempeño en edificios peruanos aporticados de 3 a 7 pisos | 96 |
| 7.2.1 | Desempeño en sismos frecuentes | 96 |
| 7.2.2 | Desempeño en sismos raros | 96 |
| 7.3 | Conclusiones | 96 |
| <u>REFERENCIAS</u> | | 97 |

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos y metodología

El objetivo del diseño de cualquier edificación es el resguardo a la vida, y que favorezca la supervivencia de las personas que se encuentren en el interior durante un evento sísmico.

El presente análisis se realiza mediante el control de la deriva lateral, y en nuestro país, la Norma Técnica de Edificaciones (NTE-030) [REFERENCIA 2] exige un control de los desplazamientos laterales, con una consideración de deriva máxima de 0.007.

Esta consideración de deriva máxima, logra que los edificios de pórticos tengan buen comportamiento incluso ante sismos severos, sin embargo genera que se diseñen elementos de gran sección que encarecen el proyecto.

En consideración a lo mencionado, se realizó el análisis de tres edificios aporticados, de 3, 5 y 7 pisos, enfocándonos en nuestro análisis en el de 5 pisos, considerando menores secciones de columnas y vigas, reduciendo las exigencias del código peruano a una deriva máxima de 1%.

El diseño del edificio aporticado de 5 pisos se realizó dentro de los rangos del Reglamento Nacional de Edificaciones, con las normas de concreto armado NTE-060 [REFERENCIA 3] y la de diseño sismorresistente NTE-030 [REFERENCIA 2]. Una vez completado el diseño del Edificio, se realizó una evaluación del desempeño ante diferentes niveles de amenaza sísmica. La respuesta fue determinada mediante técnicas espectrales no lineales, y siguiendo las recomendaciones del SEAOC [REFERENCIA 1].

Los resultados para los Edificios de 3 y 7 pisos, realizados por los otros grupos de tesis, se han agrupado con el análisis del edificio de 5 pisos, para poder comparar los resultados y comprobar que puedan cumplir una tendencia similar, y generar la propuesta de evaluación de modificar la deriva máxima permitida por la NTE.

1.2 Organización del documento

El capítulo dos muestra los procedimientos para el análisis incremental de edificaciones, y la construcción de curvas y espectros de capacidad a partir de un modelo teórico.

En el capítulo tres se describen los procedimientos para estimar la respuesta sísmica inelástica de edificaciones, usando técnicas espectrales.

El capítulo cuatro resume la propuesta del SEAOC para calificar el desempeño sismorresistente de edificaciones.

El capítulo cinco describe el diseño del edificio, considerando una exigencia de deriva de 1% de rigidez, la cual se estudia y posteriormente se evalúa la respuesta sísmica de la estructura. Se presenta su respuesta sísmica, la evaluación usando espectros de demanda capacidad y los resultados del desempeño.

El capítulo seis describe el desempeño de edificios aporticados peruanos de baja altura, en el cual se incluye los de 3, 5, y 7 pisos diseñados con el código vigente, para su posterior comparación con los resultados obtenidos usando una deriva máxima de 1%.

En el capítulo siete se presentan resúmenes, comentarios y conclusiones de este trabajo.



CAPITULO 2

COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES

El estudio del comportamiento de edificaciones ante acciones laterales es importante ya que los sismos imponen desplazamientos laterales a la estructura, y los daños en las edificaciones están directamente relacionados con los desplazamientos laterales.

2.1 Ensayos experimentales de acciones laterales

Estos ensayos consisten en aplicar desplazamientos laterales que varían lentamente de tal manera que como no aparecen fuerzas de inercia significativas, es posible estudiar directamente las relaciones *fuerza restitutiva vs. desplazamiento lateral*. Estos ensayos se controlan por los desplazamientos que va experimentando el espécimen y pueden ser de desplazamientos incrementales en un solo sentido (ensayos monotónicos) y de acciones cíclicas incrementales.

El ensayo de desplazamiento incremental monotónico consiste en imponer a la estructura un juego de desplazamientos laterales crecientes en un solo sentido. Durante el proceso se van registrando desplazamientos y fuerzas aplicadas y como resultado se obtiene una curva *fuerza cortante en la base vs. desplazamiento del techo*; esta curva se conoce como la curva de capacidad de la estructura (figura 2.1).

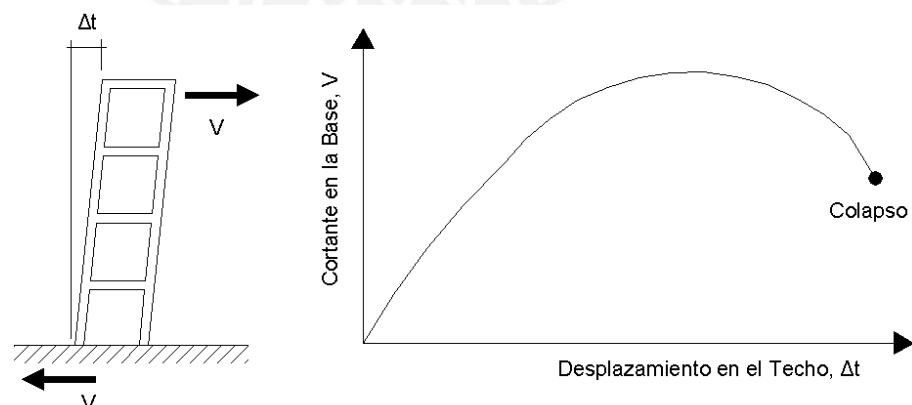


Figura 2.1 Ensayo monotónico y curva de capacidad

El ensayo cíclico incremental consiste en someter a una estructura a varios ciclos de desplazamientos laterales en ambos sentidos. En cada ciclo del ensayo el desplazamiento máximo se incrementa siguiendo un patrón preestablecido como el mostrado en la figura 2.2.

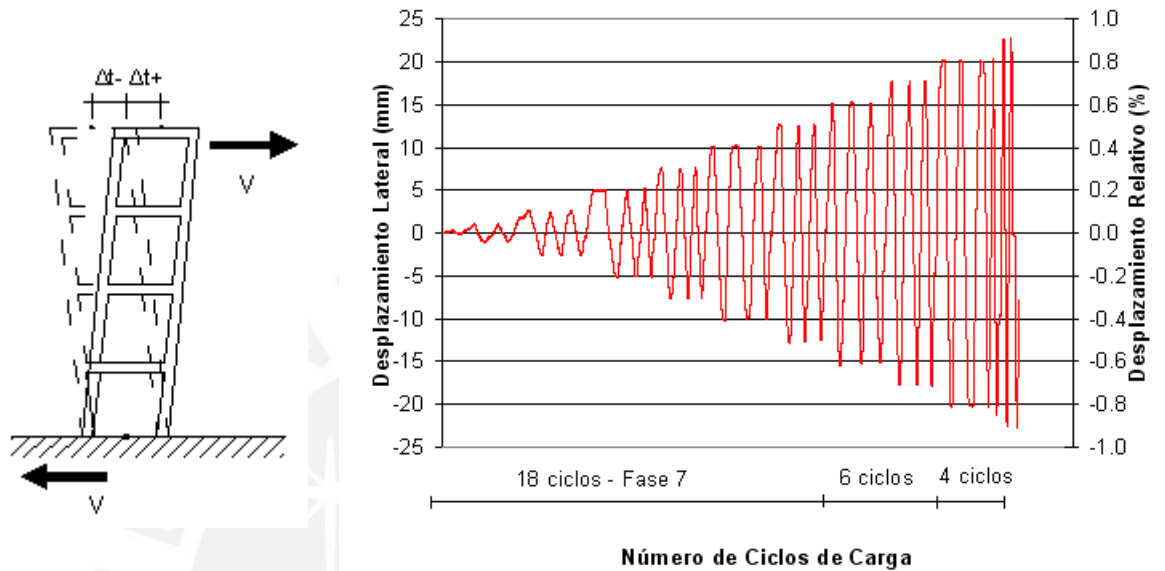


Figura 2.2 Ensayo cíclico y curva de capacidad

Durante el ensayo se registran la fuerza y el desplazamiento es impuesto, obteniéndose una curva que muestra como va cambiando la relación fuerza-desplazamiento con los ciclos de carga y descarga. La curva de capacidad se obtiene luego como la envolvente de los ciclos de histéresis, como se observa en la figura 2.3)

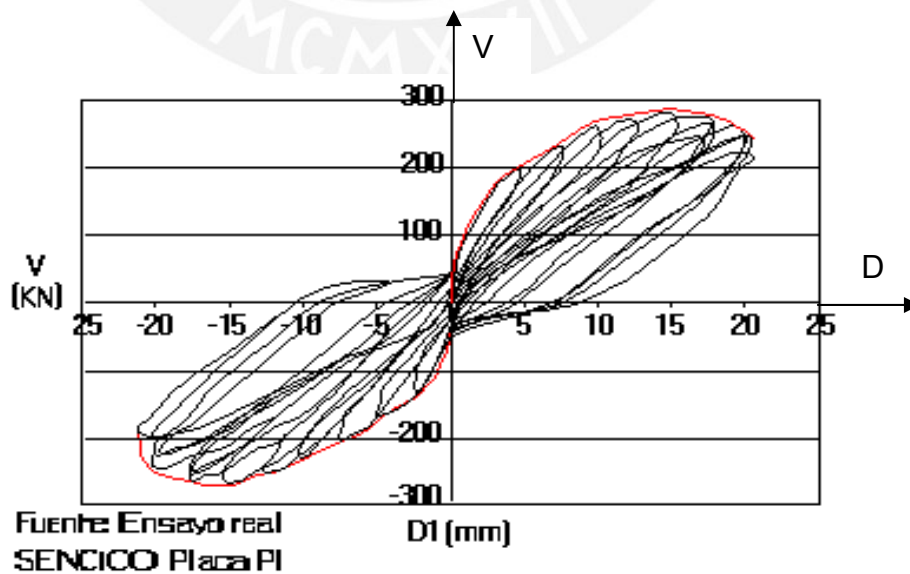


Figura 2.3 Curva de capacidad de un ensayo cíclico

2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenidos a partir de modelos teóricos

2.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado

El concreto armado es un material estructural heterogéneo y con un comportamiento complejo, conformado por dos elementos que se complementan: el concreto, de alta resistencia a la compresión, y el acero de refuerzo, de buen desempeño a tracción. El comportamiento del concreto armado ha sido investigado principalmente mediante ensayos a escala natural o reducida.

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo-deformación idealizadas o simplificadas, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales.

A continuación se presentan algunos modelos constitutivos para el acero de refuerzo longitudinal y el concreto:

- Modelos esfuerzo-deformación para el acero

Para el acero los modelos más empleados son el elastoplástico, el de la curva completa y el trilineal [REFERENCIA 4].

- Modelo elastoplástico

En este modelo la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas como muestra la figura 2.4. Sin embargo este modelo ignora el endurecimiento característico del acero.

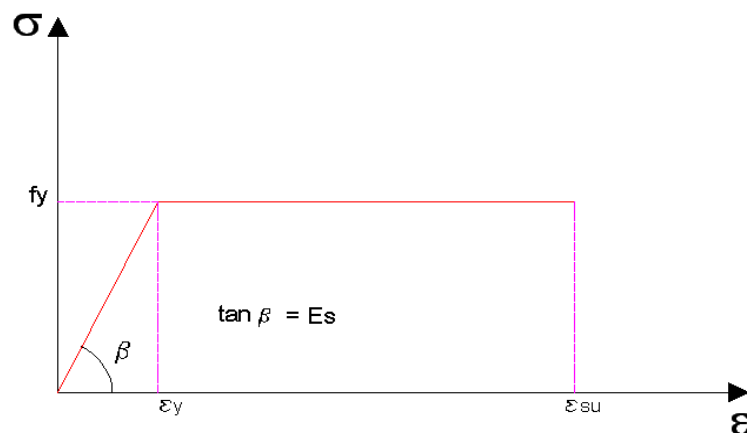


Figura 2.4 Modelo elastoplástico

Para el tipo de acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ usado en nuestro análisis, este modelo no estima adecuadamente los esfuerzos del acero para deformaciones más allá de la fluencia, por tanto su empleo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico.

- o Modelo de curva completa

El modelo de curva completa observado en la figura 2.5 corresponde a una idealización más refinada.

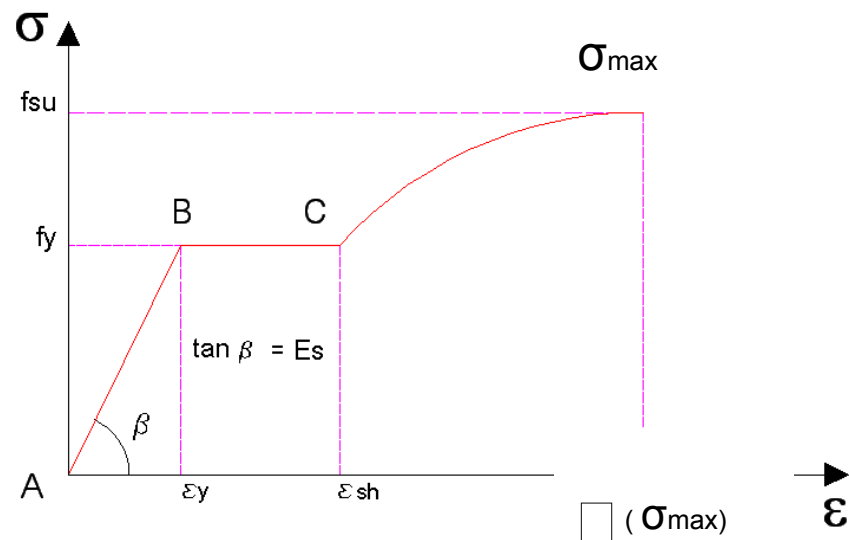


Figura 2.5 Modelo de curva completa

Los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la fluencia (ϵ_y, f_y), del endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}) y esfuerzo máximo (σ_{max}) son necesarios para determinar la curva.

- o Modelo trilineal

El modelo trilineal mostrado en la figura 2.6 también constituye una buena representación. Es una simplificación del modelo anterior

En el presente trabajo se empleó este modelo para definir el comportamiento del acero de refuerzo. A continuación se indican los parámetros más importantes:

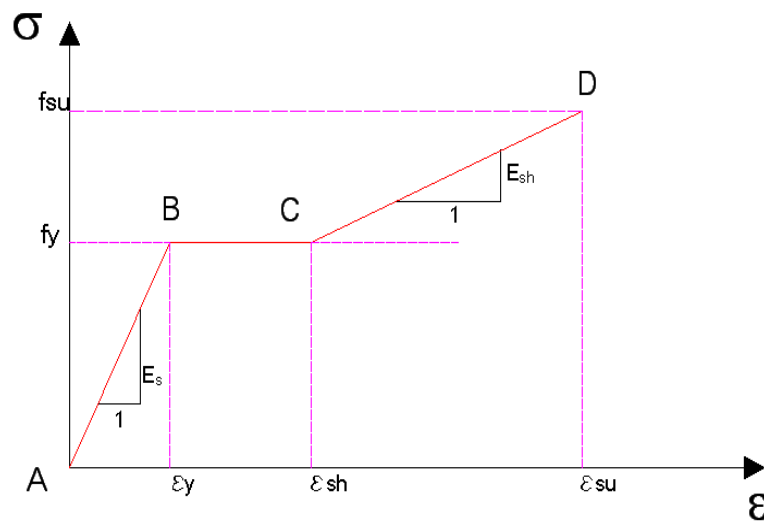


Figura 2.6 Modelo trilineal

El tramo lineal AB corresponde al rango elástico, donde se cumple que la pendiente es igual a su módulo de elasticidad (E_s). En el tramo BC, llamado escalón de fluencia (f_y), la deformación aumenta hasta ϵ_{sh} (deformación al inicio de la zona de endurecimiento). El tramo lineal CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación y la pendiente para este tramo es igual a E_{sh} .

- Modelos esfuerzo-deformación para el concreto

Las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto son más complicadas que las del acero debido a que se deben tomar en cuenta varios como la geometría, duración de la carga, de la calidad de los materiales, etc.

Los modelos de concreto no confinado son muy empleados para el diseño, mientras los modelos para el concreto confinado son usados para determinar la capacidad de los elementos con el fin de hacer estudios de capacidad última.

Se presenta a continuación algunos modelos conocidos:

Para Concreto No Confinado:

- Modelo de Whitney o bloque rectangular del ACI

S.C. Whitney sugirió el reemplazo de la forma del bloque de esfuerzos real de compresión del concreto por uno rectangular equivalente como una simplificación [REFERENCIA 5], y que se muestra en la figura 2.7.

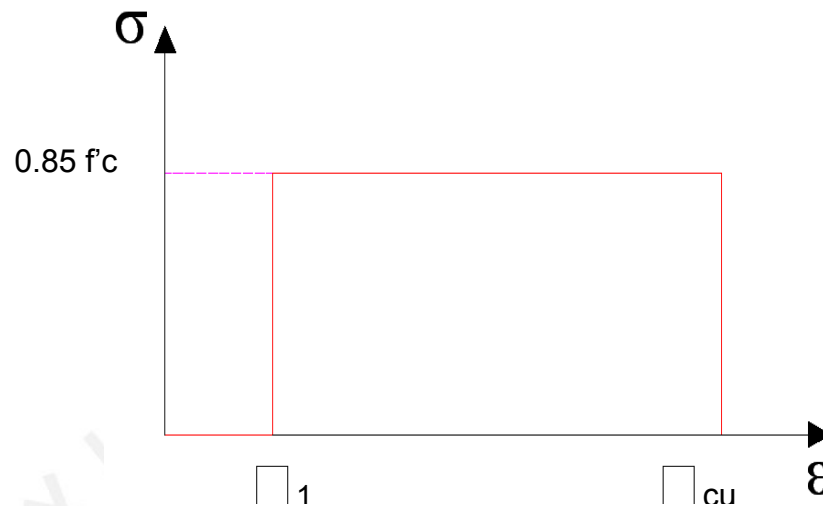


Figura 2.7 Modelo de Whitney

Este modelo es aceptado por el ACI y la Norma Peruana E-060 para el diseño de secciones de concreto armado.

o Modelo de Hognestad

El modelo de Hognestad, mostrado en la figura 2.8, es uno de los más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado. [REFERENCIA 5].

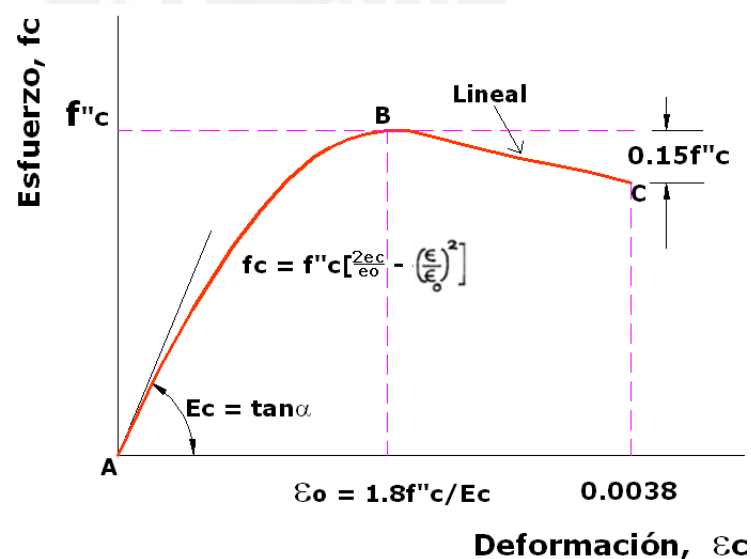


Figura 2.8 Modelo de Hognestad (1951) concreto no confinado

El tramo AB, es parabólico, corresponde al incremento de la deformación en el concreto, hasta llegar a $\varepsilon_o = 0.002$, valor al que corresponde el máximo esfuerzo a compresión ($f''c=0.85f'c$), este tramo se aproxima por una parábola.

El tramo lineal BC, muestra el descenso de la resistencia en el concreto, debido a la fisuración interna que se ha producido en el elemento, la deformación seguirá aumentando hasta llegar a un máximo valor (ε_{cu} , comprendido entre 0.003 y 0.004), el cual corresponde al punto de rotura del concreto en compresión.

o Modelo del CEB

La propuesta del Comité Europeo del Concreto (CEB 1978), figura 2.9, corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se emplea para el diseño de elementos de concreto armado en flexión simple. [REFERENCIA 5].

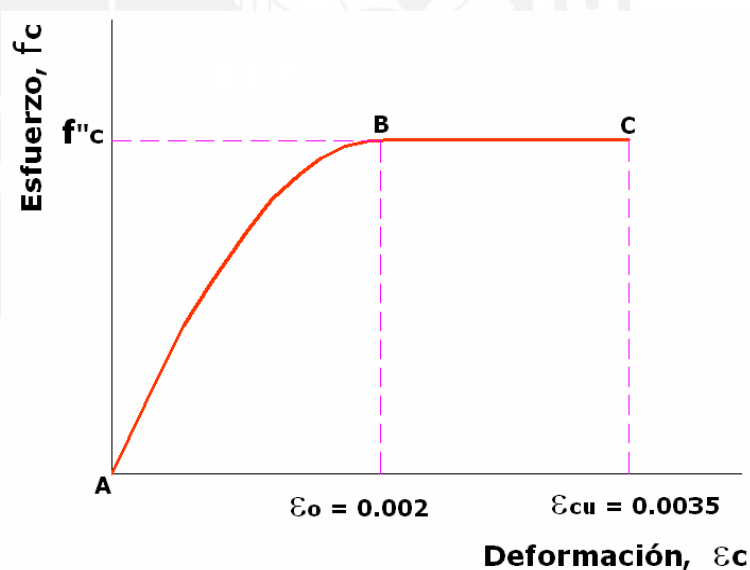


Figura 2.9 Diagrama parábola-rectángulo de cálculo del CEB

Al igual que el modelo anterior, el tramo AB se aproxima mediante una parábola hasta llegar a los puntos de máximo esfuerzo en el concreto ($f''c=0.85f'c$) y su correspondiente deformación (ε_o). Luego, bajo un esfuerzo constante, la deformación en el concreto seguirá aumentando hasta llegar a su máximo valor (ε_{cu}).

Para Concreto Confinado

- o Modelo de Kent y Park

El modelo de Kent y Park es muy utilizado para el caso del concreto confinado por estribos rectangulares.

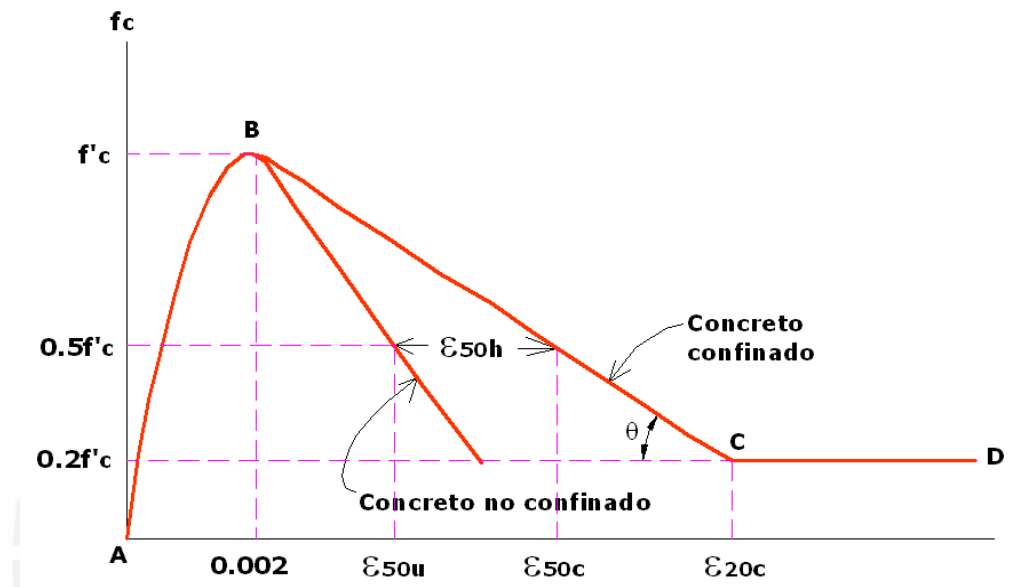


Figura 2.10 Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares

Como se observa en la figura 2.10, no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, mas bien su efecto se ha considerado en la longitud y la pendiente de la rama descendente de la curva. [REFERENCIA 4].

- Modelo de Mander

Este modelo tiene una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto no confinado f'_c , hasta llegar a la resistencia de compresión confinada f'_{cc} . Este segmento es seguido por una curva descendente que depende de los parámetros del acero de confinamiento [REFERENCIA 6]. El modelo de Mander se muestra en la figura 2.11.

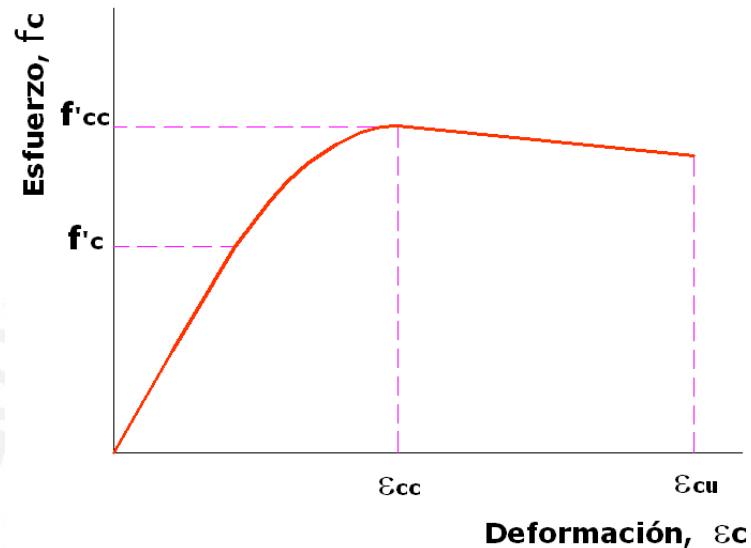


Figura 2.11 Modelo de Mander para concreto confinado

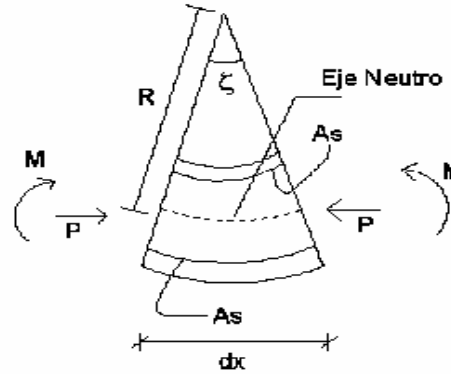
Por convenio entre los grupos de análisis de los edificios, se utilizó la propuesta de curva esfuerzo-deformación de Mander para concreto confinado en compresión.

2.2.2 Modelo inelástico de las secciones

- Momento flector y curvatura

La figura 2.12 muestra una rodaja diferencial de un elemento que por efecto del momento flector (M) presenta una curvatura (ζ).

Figura 2.12
Curvatura de una sección



Al aumentar el momento la curvatura se incrementa y la relación entre ambos es lineal hasta que ocurre el agrietamiento del concreto por tracción (M_a, ζ_a). Luego del agrietamiento del concreto generalmente existe una relación lineal pero con otra pendiente hasta llegar al momento y curvatura de fluencia, correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero. Después de este punto el momento aumenta lentamente hasta llegar al momento y curvatura última, en donde se produce el agotamiento del concreto o rotura del acero. [REFERENCIA 5].

Como ejemplo, la figura 2.13 muestra el diagrama momento negativo-curvatura para una viga de 0.25m x 0.50m reforzada con $2\phi 5/8"$ y $2\phi 3/4"$ en la parte superior y $3\phi 5/8"$ en la parte inferior.

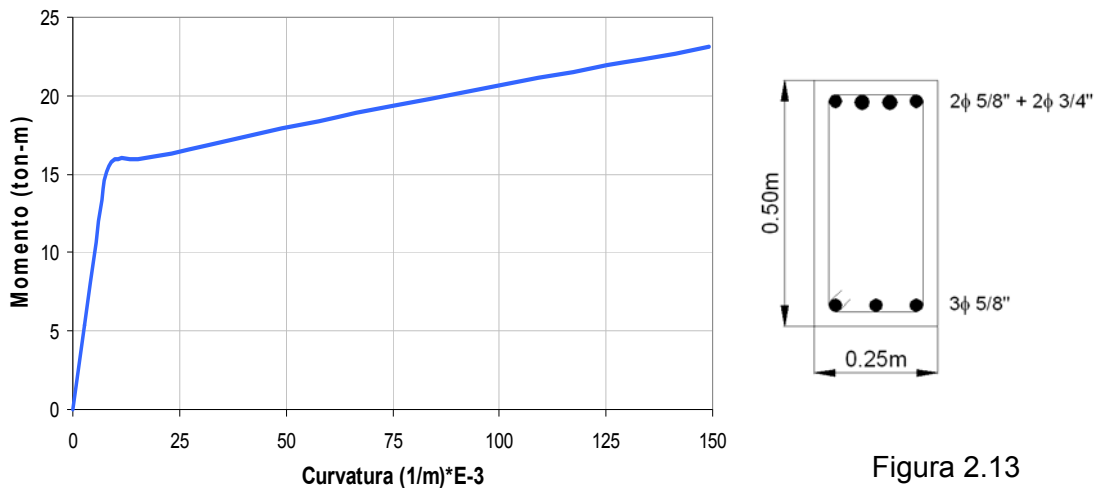


Figura 2.13
Diagrama momento-curvatura de una viga

La figura 2.14 muestra el diagrama momento-curvatura para una sección de columna esquinera de 0.70m x 0.70m, para la que se consideró una carga axial de 99 ton.

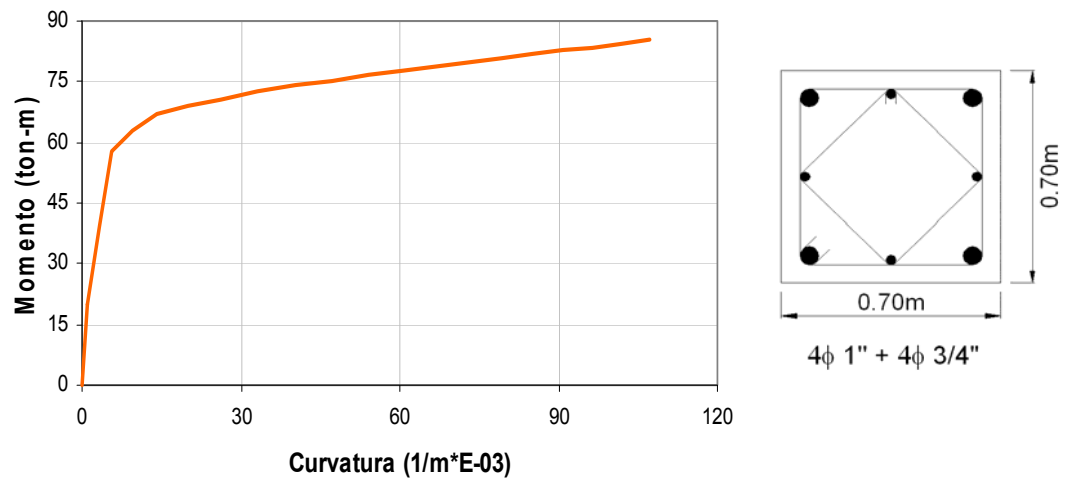


Figura 2.14 Diagrama momento-curvatura de una columna

Las secciones reforzadas apropiadamente tienen comportamiento dúctil con una curva casi lineal hasta el punto en que el acero comienza a fluir, seguido de un aumento considerable de la curvatura hasta la rotura final.

Las secciones muy reforzadas suelen ser frágiles y tienen una curva que deja de ser lineal porque el concreto entra a la parte inelástica en la curva esfuerzo-deformación, y luego se produce la falla frágil.

2.2.3 Modelo inelástico de los elementos barra (vigas-columnas)

- Zonas de comportamiento no-lineal

Durante los sismos importantes las vigas y columnas sufren daño en la zona adyacente a los nudos en una longitud determinada "L". El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como muestra la figura 2.15.

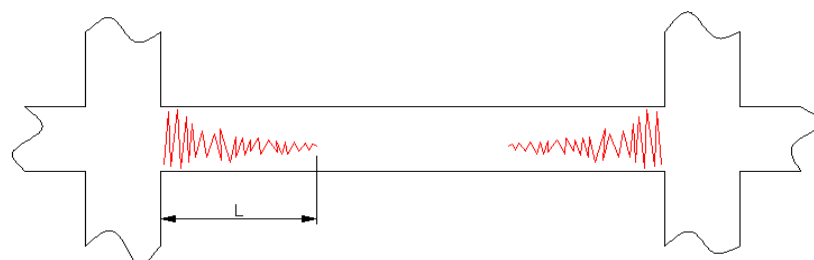


Figura 2.15 Idealización de daño en vigas

Es usual una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, y el daño y la curvatura se pueda asumir constante. Esta zona se denomina rótula plástica, y le corresponde una longitud equivalente " L_p " menor a la del daño total " L " como muestra la figura 2.16. Una buena estimación para L_p en vigas y columnas de proporciones típicas es $L_p \approx 0.5h$, donde h es el peralte del elemento. [REFERENCIA 6].

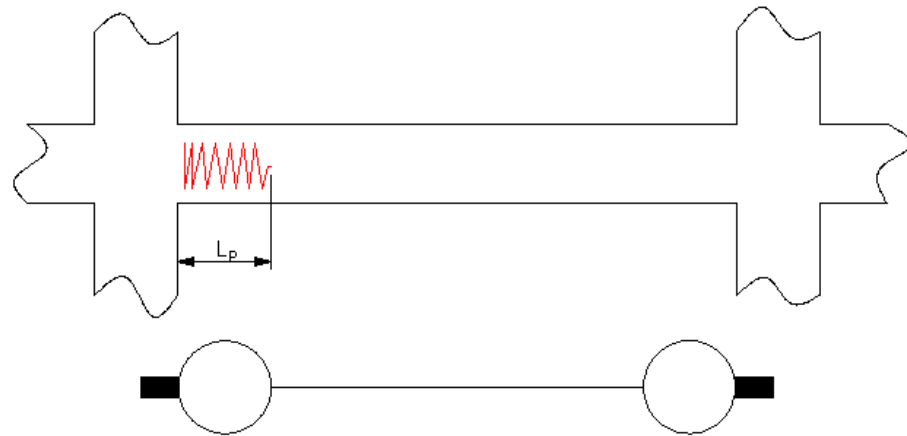


Figura 2.16 Idealización de daño equivalente

- Relaciones momento-giro en rótulas plásticas

El giro inelástico en los extremos de los elementos depende de la curvatura a lo largo de la longitud en comportamiento inelástico " L ". Como hemos asumido que la curvatura es constante a lo largo de la rótula plástica, bastará multiplicar la curvatura (constante) por la longitud equivalente de rótula " L_p " para obtener el valor del giro que se genera en la zona inelástica.

La figura 2.17 muestra esquemáticamente la obtención del diagrama Momento-Giro.

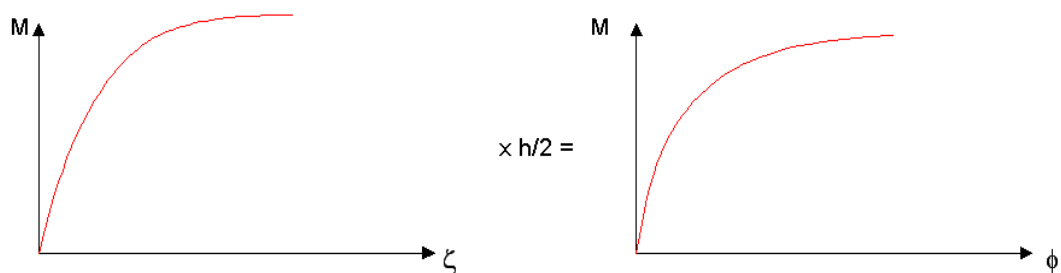


Figura 2.17 Obtención del diagrama momento-giro

- Diagrama simplificado

Para representar la capacidad de rotación inelástica de los elementos se usa el diagrama Momento-Giro simplificado por trazos rectos que se muestran en la figura 2.18. [REFERENCIA 7]

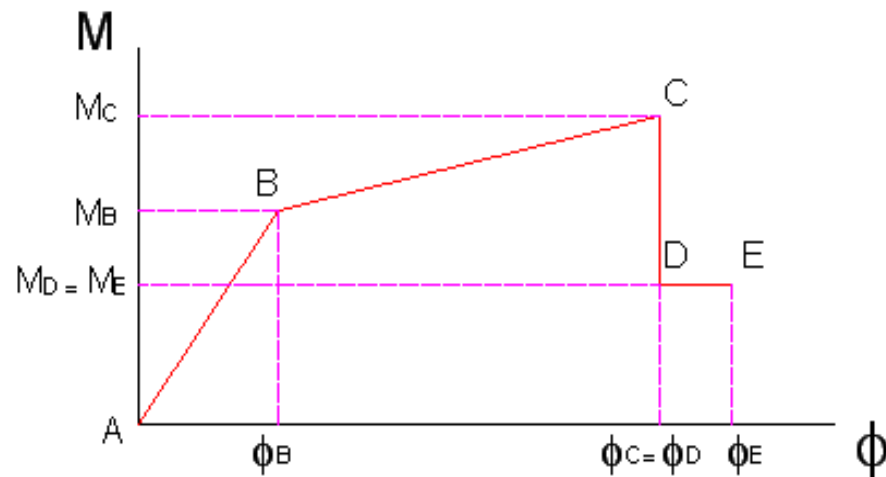


Figura 2.18 Idealización del diagrama momento-giro

El punto B se determina con el inicio de la fluencia del acero en tracción.

El punto C corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula.

Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima de Momento se produce una reducción súbita del mismo (hasta el 40%), conformando el punto D. [REFERENCIA 7]

Luego, el momento se mantiene constante por un tramo muy corto de deformación (10% del obtenido en el punto C) hasta que sobreviene la rotura, punto E. [REFERENCIA 7]

Finalmente, para representar el comportamiento de vigas y columnas en acciones sísmicas, se ubican rótulas no-lineales en los extremos de estos elementos además del segmento elástico en la zona central. Los nudos de unión entre vigas y columnas se consideran como zonas infinitamente rígidas [REFERENCIA 7]. Se muestra la modelación de vigas y columnas en la figura 2.19.

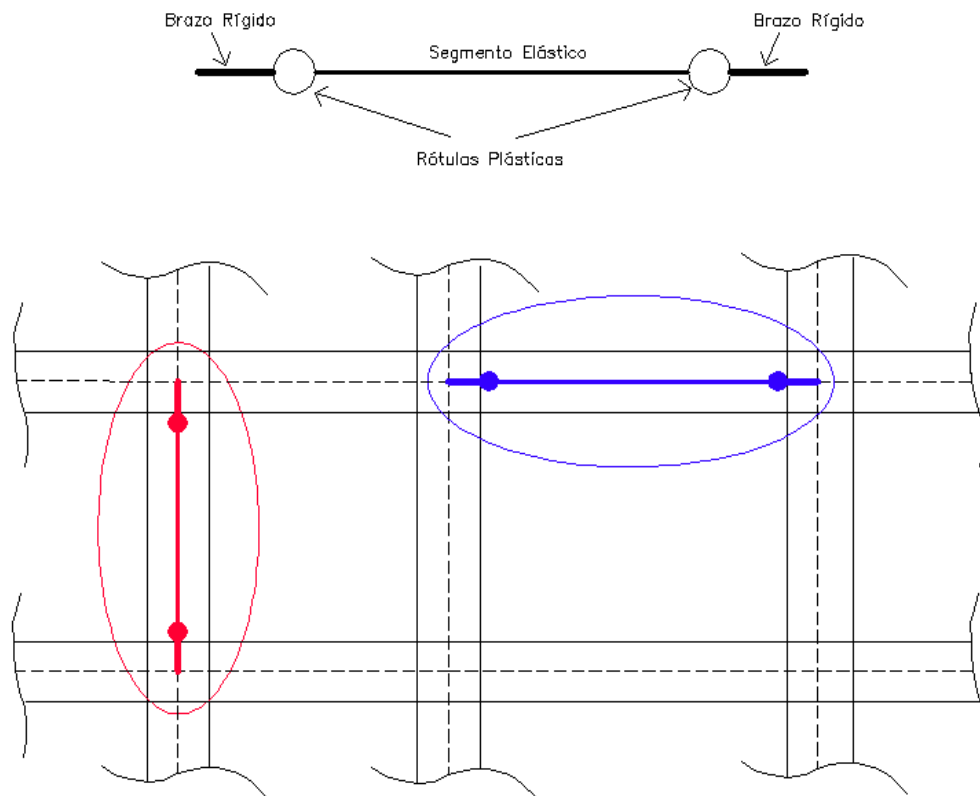


Figura 2.19 Modelación de vigas y columnas en edificios aporticados

2.2.4 Modelo inelástico de edificios

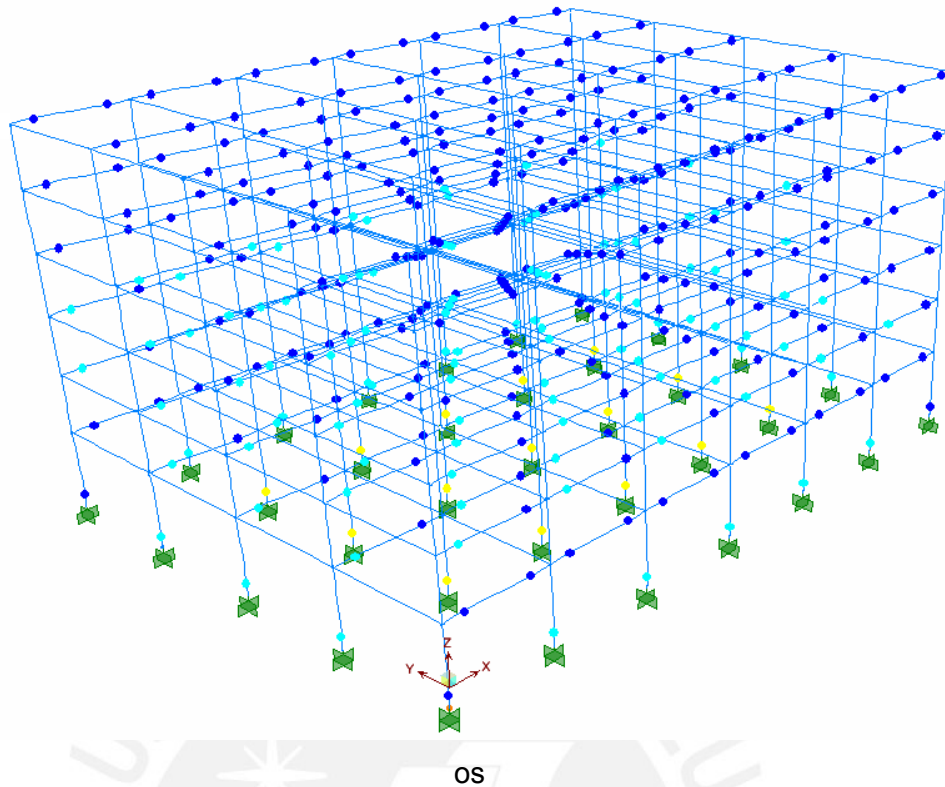
- Zonas de comportamiento inelástico concentrado

Para el modelo del edificio se emplearon elementos unidimensionales (vigas y columnas) con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial.

El comportamiento no lineal se ha concentrado en rotulas plásticas ubicadas en los extremos de los elementos. El modelo tiene 7 tipos de rotulas para vigas y 9 tipos de rótulas para columnas. En total se usaron 558 elementos y 16 rótulas.

La figura 2.20 muestra el modelo con algunas rótulas ya activadas en la zona de respuesta inelástica.

Figura 2.20 Modelo general de un edificio aporcionado de 6 pisos



2.2.5 Curva de capacidad

Para obtener la curva que representa el comportamiento de una estructura ante acciones laterales se realiza un análisis estático no-lineal que considera el progresivo deterioro de la estructura ante acciones laterales crecientes.

- Análisis de acciones incrementales

En el análisis estático no-lineal incremental (análisis “Pushover”) se somete a la estructura a un patrón de acciones laterales que se incrementan de manera monótonica hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura.

El patrón de acciones laterales puede ser un sistema de cargas o uno de desplazamientos:

Para el **patrón de cargas laterales** la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica, etc. [REFERENCIA 8]. En la figura 2.21 se muestra la distribución de cargas laterales.

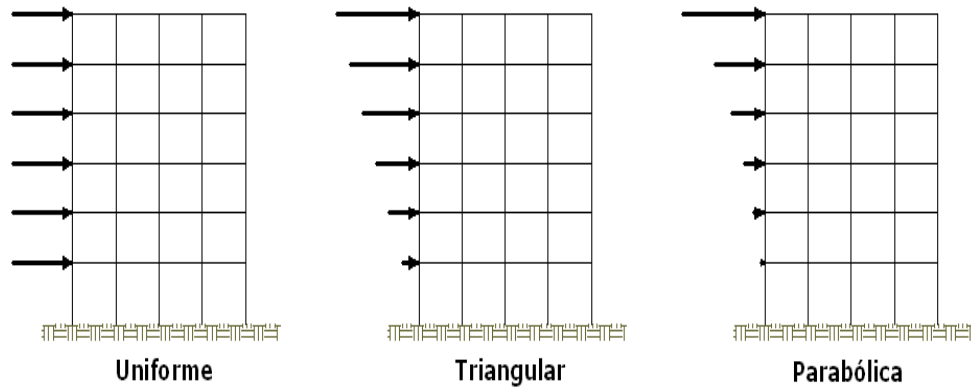


Figura 2.21 Distribución de cargas laterales

Quando se trata de un **patrón de desplazamientos** estos corresponden a un juego de desplazamientos predeterminados que se van incrementando paulatinamente. Generalmente se usan los desplazamientos provenientes de los modos significativos de vibración [REFERENCIA 8]. En la figura 2.22 se muestra el patrón de desplazamientos.

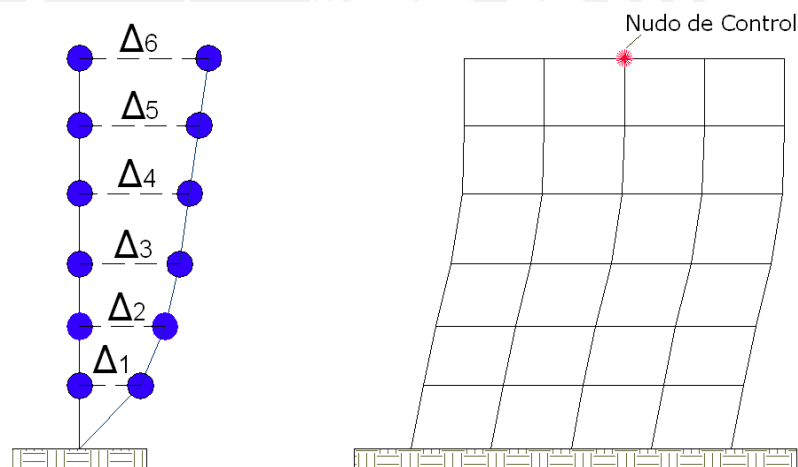


Figura 2.22 Patrón de desplazamientos y nudo de control en un edificio

El proceso de análisis incremental se controla por un nudo determinado (generalmente en el techo, como muestra la figura 2.22), se debe indicar un valor de desplazamiento máximo hasta el cual incrementar el desplazamiento y comenzar dicho análisis partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones provenientes de las cargas de gravedad, tal como lo representa la figura 2.23. [REFERENCIA 9].

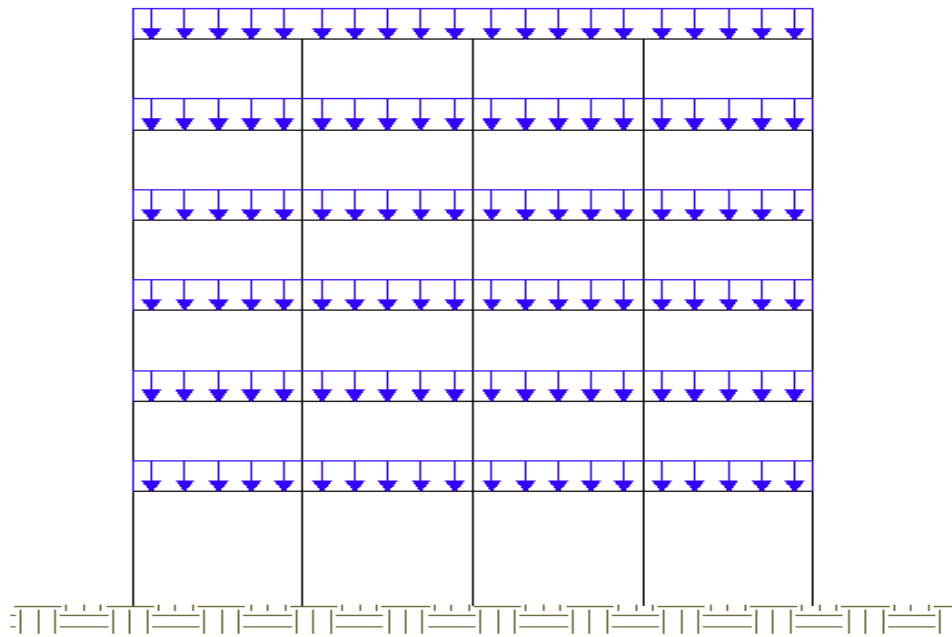


Figura 2.23 Cargas de gravedad (muerta y viva) en una edificación

Durante el proceso de acciones incrementales, el desplazamiento (Dt) en el techo va creciendo y se van registrando los valores de la fuerza cortante (V) en la base de la edificación hasta alcanzar el desplazamiento lateral máximo especificado.

Como resultado del análisis incremental se obtiene la curva Cortante-Desplazamiento (V - Dt), denominada Curva de Capacidad, la cual se representa en la figura 2.24 con algunos puntos relevantes de la misma.

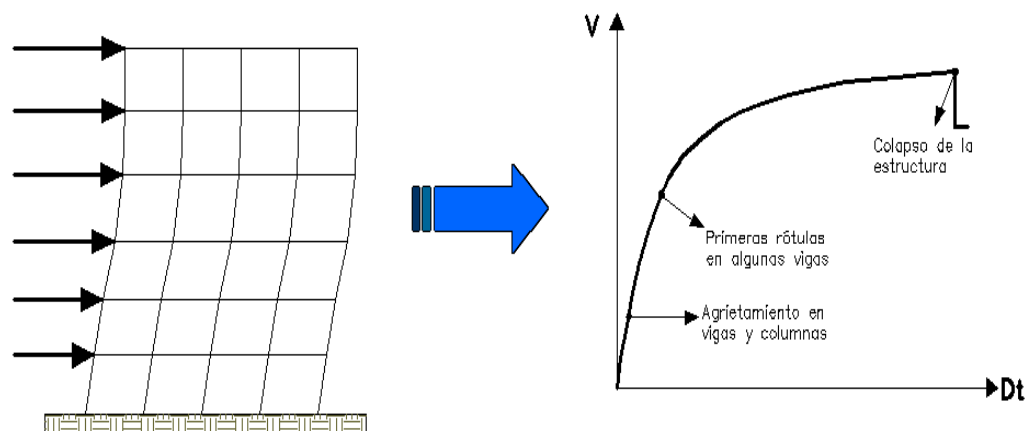


Figura 2.24 Representación del Pushover y de la Curva de Capacidad

- Fluencia efectiva y modelo bilineal

La formación de la primera rótula representa el fin de la fase elástica de la estructura, sin embargo luego de la primera rótula no se produce un cambio significativo ni inmediato en la rigidez y la resistencia lateral; como se observa en la figura 2.25.

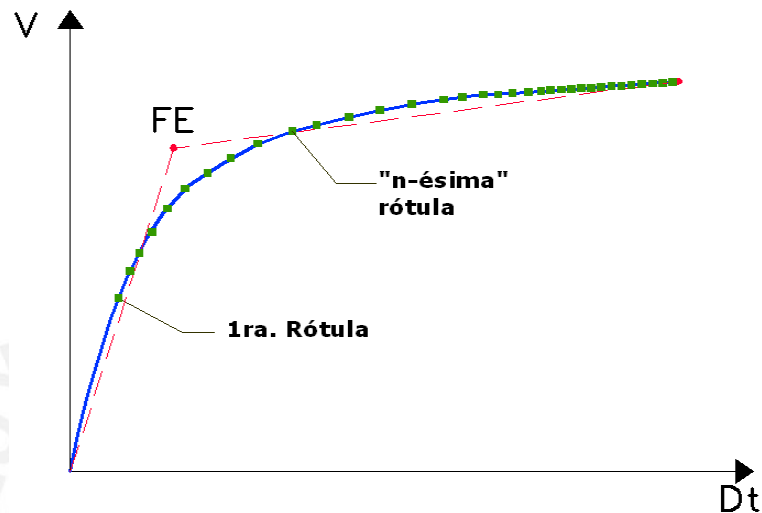


Figura 2.25 Formación de rótulas en la curva de capacidad

Conforme se van formando más rótulas paulatinamente, va cambiando la rigidez lateral del edificio hasta que se hace notorio el cambio y la estructura tiene una rigidez lateral significativamente menor.

Con el fin de construir modelos sencillos bilineales se debe definir un punto de fluencia denominado Fluencia Efectiva, el mismo que corresponde al encuentro de los dos segmentos lineales.

Existen varios criterios para determinar el punto de fluencia, dos de los cuales se indican a continuación:

- Criterio de las rigideces tangentes

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico y otra desde el punto de cortante máximo, como se observa en la figura 2.26. La intersección de estas tangentes define el punto de fluencia efectiva FE (D_{FE} , V_{FE}). [Aguilar, 2003].

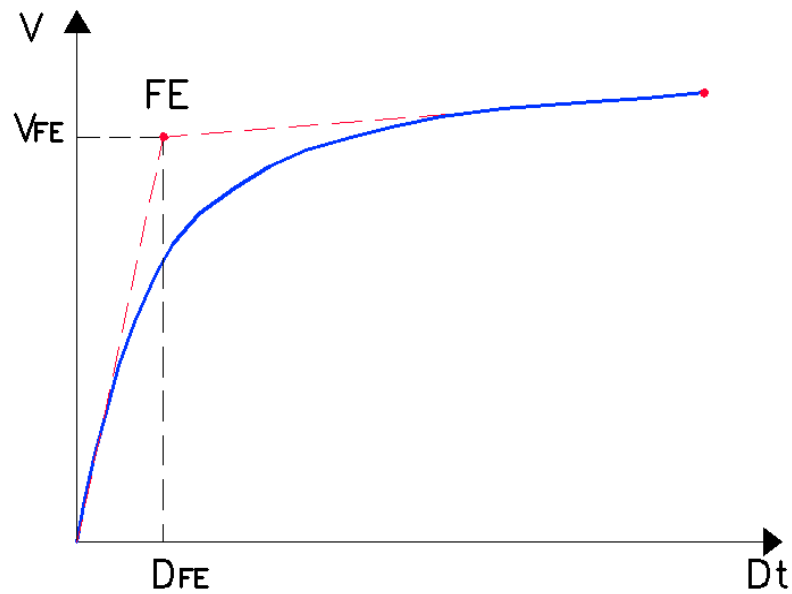


Figura 2.26 Criterio de las rigideces tangentes

- o Criterio de las áreas iguales

El punto de fluencia efectiva se determina para lograr que el área exterior e interior de la curva de capacidad, respecto al modelo bilineal, se consideren aproximadamente iguales [Aguilar, 2003]; tal como se representa en la figura 2.27. En el presente trabajo se empleó este criterio.

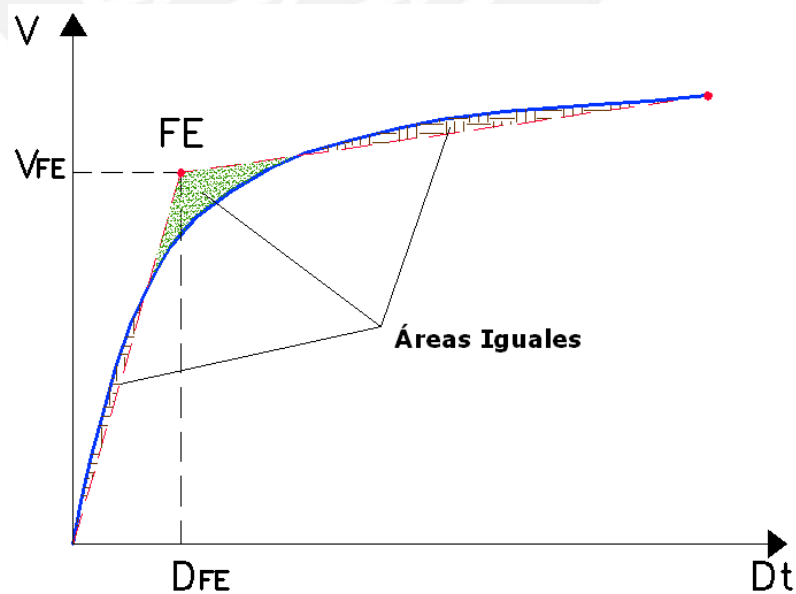


Figura 2.27 Criterio de las áreas iguales

- Zonas elástica e inelástica del modelo bilineal

El punto de fluencia efectiva de la curva de capacidad (FE) define las zonas de Desplazamiento Elástico (Δ_e) y Desplazamiento Inelástico (Δ_p) de la estructura, como se observa en la figura 2.28.

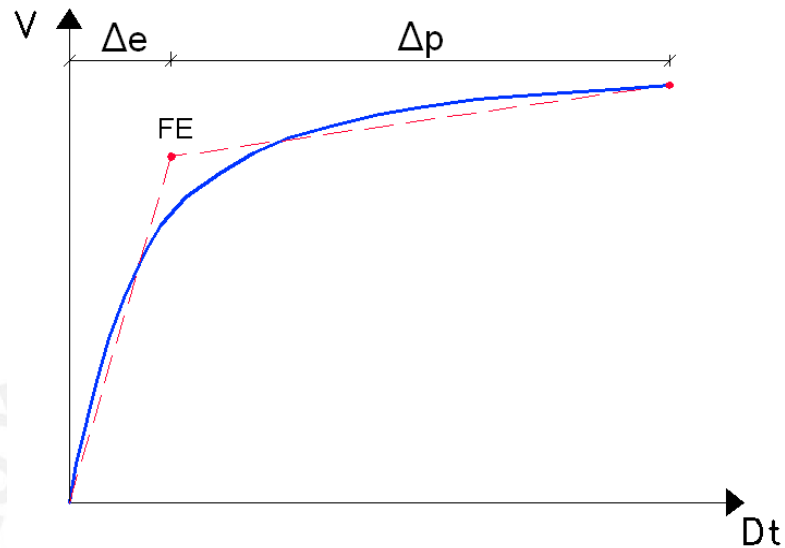


Figura 2.28 Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

De igual manera, el punto de fluencia efectiva de los diagramas momento-curvatura (FE_ζ) define la zona de curvatura elástica (ζ_e) e inelástica (ζ_p) del elemento; tal como se observa en la figura 2.29.

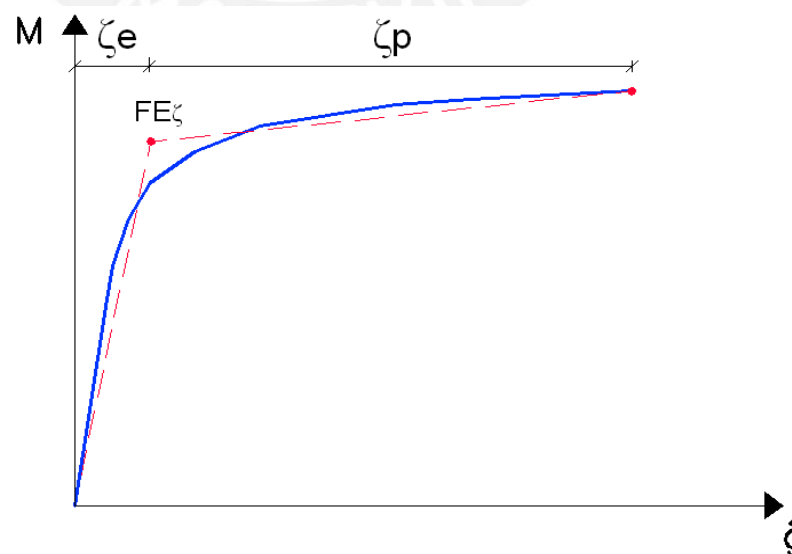


Figura 2.29 Curvatura elástica e inelástica de un elemento

- Ductilidad

La ductilidad se define como la capacidad de una estructura o componente estructural a deformarse más allá de su límite elástico.

- Ductilidad disponible

La ductilidad disponible de la estructura puede estimarse comparando el desplazamiento de colapso (D_{COL}) respecto al desplazamiento asociado a la formación de la primera rótula (D_{1ROT}) o a la fluencia efectiva (D_{FE}). Obsérvese dichos puntos en la figura 2.30.

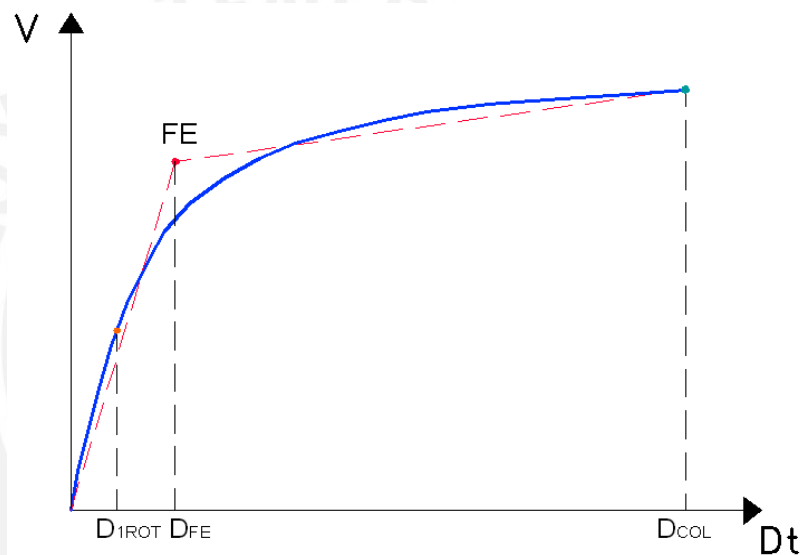


Figura 2.30 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad estructural disponible

Por tanto la ductilidad disponible puede estimarse como:

$$\mu_{COL/1ROT} = \frac{D_{COL}}{D_{1ROT}}$$

ó

$$\mu_{COL/FE} = \frac{D_{COL}}{D_{FE}}$$

De manera similar, la ductilidad disponible de curvatura a flexión de los elementos resulta del cociente entre la curvatura de rotura (ζ_{ROT}) y la curvatura de fluencia efectiva ($\zeta_{FE\zeta}$). Obsérvese dichas curvaturas en la figura 2.31.

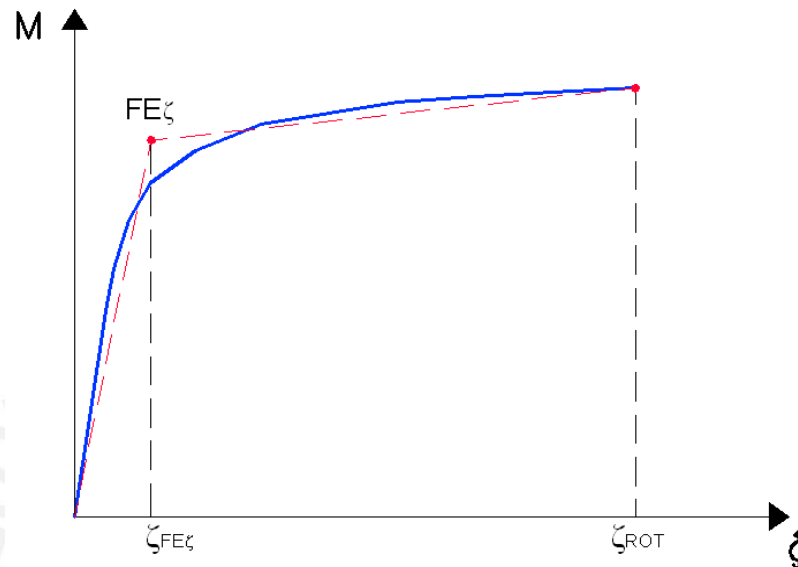


Figura 2.31 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de un elemento

Entonces, la ductilidad disponible de la sección de un elemento se calcula como:

$$\mu_{ROT/FE\zeta} = \frac{\zeta_{ROT}}{\zeta_{FE\zeta}}$$

- o Ductilidad demandada

En la curva de capacidad existen algunos puntos que representan la respuesta de la edificación a un determinado terremoto o a ciertos valores de la deriva global del edificio.

Consideraremos como puntos de interés a los del Sismo Frecuente, el Sismo Ocasional y el Sismo Raro que se representan en la figura 2.32; y los asociados a las derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰, mostrados en la figura 2.33.

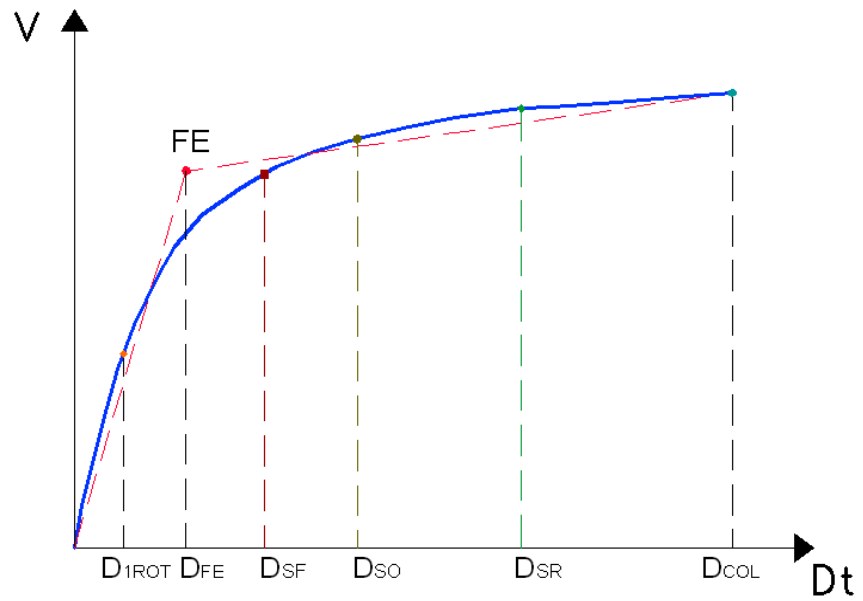


Figura 2.32 Desplazamientos de demanda del Sismo Frecuente (DSF), Ocasional (DSO) y Raro (DSR)

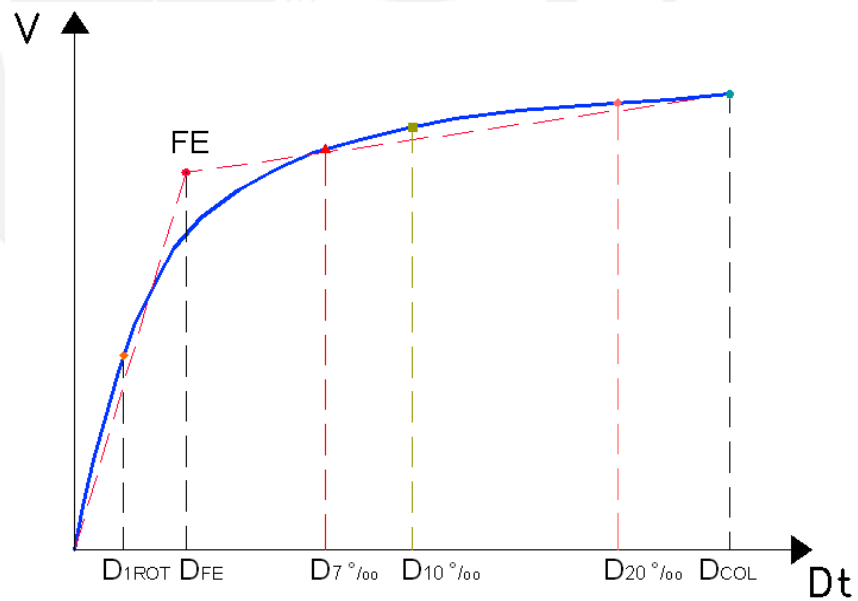


Figura 2.33 Derivas de 7^o/₁₀₀, 10^o/₁₀₀ y 20^o/₁₀₀

Para cada uno de estos puntos es posible estimar la ductilidad demandada como el cociente de desplazamientos de la curva de

capacidad, pudiendo considerar como divisor el desplazamiento asociado a la primera rótula o al del punto de fluencia efectiva.

Por tanto, la demanda de ductilidad asociada a los tres niveles de sismos se calcula como sigue:

$$\mu_{(SF,SO,SR)/1ROT} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{1ROT}}$$

$$\mu_{(SF,SO,SR)/FE} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{FE}}$$

Y la demanda de ductilidad en desplazamientos asociada a las tres derivas se calcula como:

$$\mu_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})/1ROT} = \frac{D_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})}}{D_{1ROT}}$$

$$\mu_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})/FE} = \frac{D_{(7\%_{00}, 10\%_{00}, 20\%_{00})}}{D_{FE}}$$

En el caso de los elementos, puede estimarse la ductilidad demandada asociada a cada uno de los puntos de interés de la curva de capacidad.

La demanda de ductilidad en los elementos se define entonces como el cociente entre la curvatura asociada a los puntos de interés de la estructura y la curvatura de fluencia efectiva del elemento.

Las figuras 2.34 y 2.35 muestran las curvaturas de la sección de un elemento asociadas a tales puntos de interés.

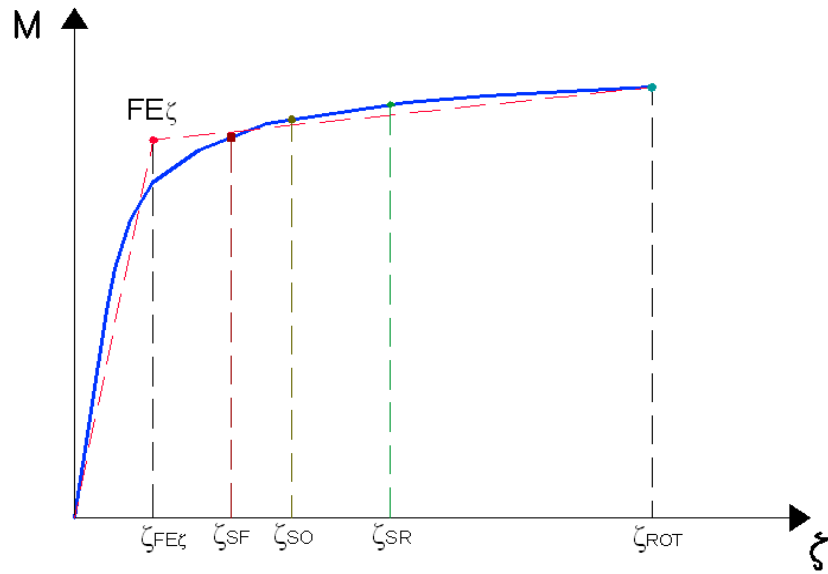


Figura 2.34 Curvaturas asociadas a los sismos de demanda

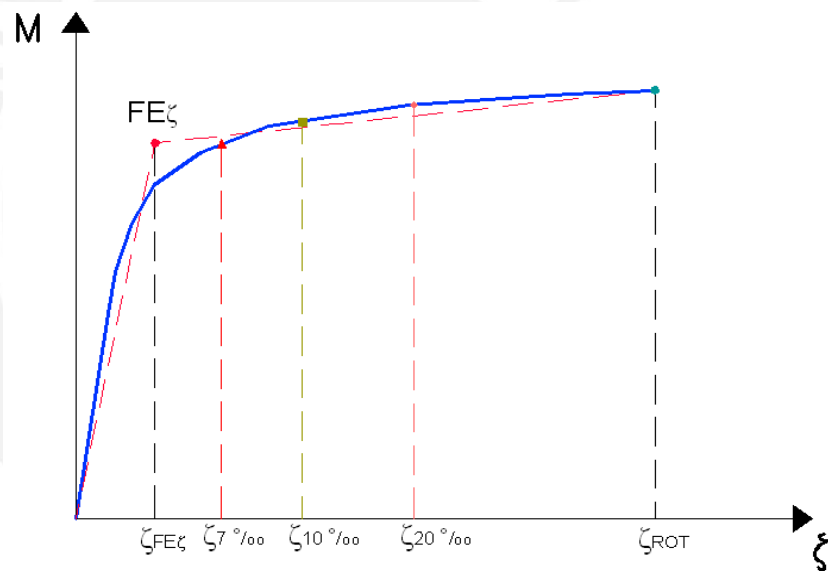


Figura 2.35 Curvaturas asociadas a las derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰

El cálculo de la ductilidad demandada asociada a los tres niveles de sismos y a las tres derivas es como sigue:

$$\mu_{(SF,SO,SR)/FE\xi} = \frac{\zeta_{(SF,SO,SR)}}{\zeta_{FE\xi}}$$

$$\mu_{(7‰,10‰,20‰)/FE\xi} = \frac{\zeta_{(7‰,10‰,20‰)}}{\zeta_{FE\xi}}$$

- Sobrerresistencia

La sobrerresistencia desarrollada en las rótulas plásticas indica valores de resistencia, por encima de los nominales especificados. Los factores de sobrerresistencia tiene en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la real, el endurecimiento por deformación del acero y el aumento de resistencia por confinamiento del hormigón.

La sobrerresistencia puede cuantificarse mediante el cociente de la fuerza asociada a los puntos de interés (Sismo Frecuente, Ocasional y Raro, y derivas de 7 0/00, 10 0/00 y 20 0/00) mostrados en la figura 2.36 y 2.37, y la fuerza cortante de diseño (V_D), la fuerza cortante asociada a la primera rótula (V_{1ROT}) o la fuerza cortante de la fluencia efectiva (V_{FE}).

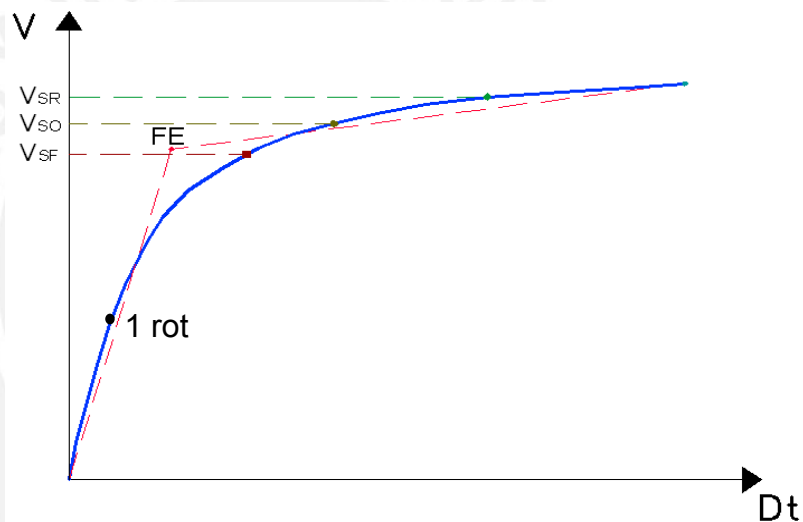


Figura 2.36 Cortantes asociados a los sismos de demanda

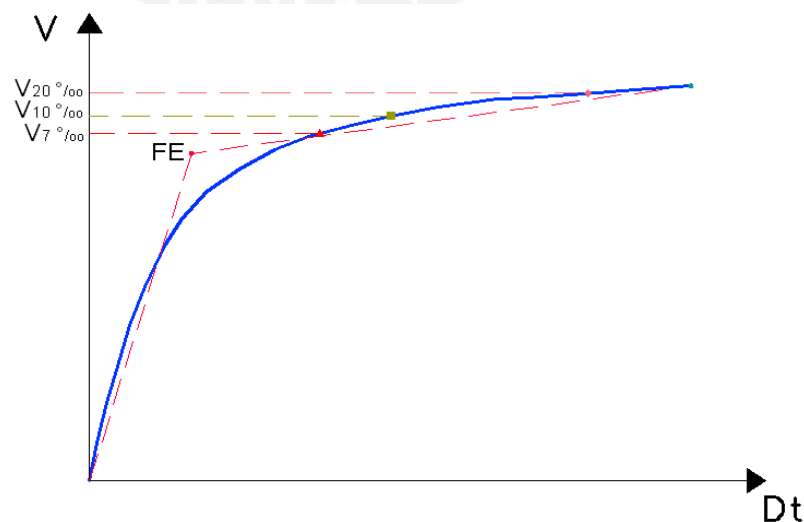


Figura 2.37 Fuerzas Cortantes asociadas a las derivas de 7 0/00, 10 0/00 y 20 0/00

Las sobrerresistencias asociadas a los niveles de sismos y a las derivas se calculan como sigue:

$$SR_{(SF, SO, SR)/D} = \frac{V_{(SF, SO, SR)}}{V_D}$$

$$SR_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})/D} = \frac{V_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})}}{V_D}$$

$$SR_{(SF, SO, SR)/1ROT} = \frac{V_{(SF, SO, SR)}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})/1ROT} = \frac{V_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{(SF, SO, SR)/FE} = \frac{V_{(SF, SO, SR)}}{V_{FE}}$$

$$SR_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})/FE} = \frac{V_{(7\%I_{00}, 10\%I_{00}, 20\%I_{00})}}{V_{FE}}$$

También es posible definir la sobrerresistencia usando la fuerza cortante de diseño (V_D), la fuerza cortante asociada a la primera rótula (V_{1ROT}), la fuerza cortante de la fluencia efectiva (V_{FE}) y la fuerza cortante de colapso (V_{COL}) mediante las siguientes ecuaciones:

$$SR_{1ROT/D} = \frac{V_{1ROT}}{V_D}$$

$$SR_{FE/1ROT} = \frac{V_{FE}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{COL/FE} = \frac{V_{COL}}{V_{FE}}$$

$$SR_{FE/D} = \frac{V_{FE}}{V_D}$$

$$SR_{COL/1ROT} = \frac{V_{COL}}{V_{1ROT}}$$

$$SR_{COL/D} = \frac{V_{COL}}{V_D}$$

Para cuantificar la sobrerresistencia en un elemento se emplean los momentos flectores resistentes de algunos puntos de interés dentro del diagrama momento-curvatura simplificado que se aprecia en la figura 2.38.

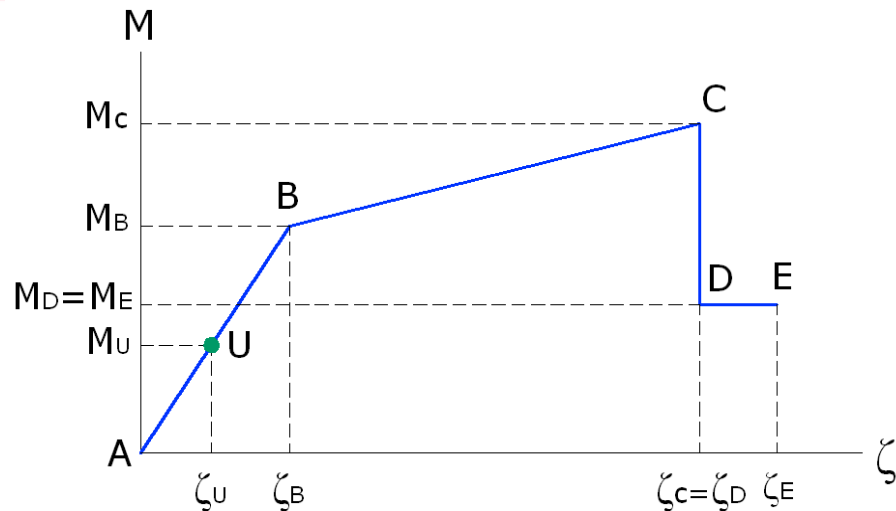


Figura 2.38 Puntos de interés en el diagrama Momento-Curvatura

Se ha añadido en la figura 2.38, en contraste con la figura 2.18, el punto U que corresponde al momento último de las combinaciones de carga establecidas en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente [Sencico, 2003].

Se pueden definir varios tipos de sobrerresistencias, pero para nuestro análisis se utilizaron las siguientes:

$$SR_{C/B} = \frac{M_C}{M_B}$$

$$SR_{C/U} = \frac{M_C}{M_U}$$

$$SR_{B/U} = \frac{M_B}{M_U}$$

$$SR_{D/U} = SR_{E/U} = \frac{M_D}{M_U} = \frac{M_E}{M_U}$$

2.2.6 Espectro de capacidad

En la curva de capacidad de una estructura se relaciona la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del último nivel de la edificación.

Entonces, a un desplazamiento determinado de la estructura le corresponde una única fuerza restitutiva máxima y si dividimos esta fuerza entre la masa obtenemos un valor único de la aceleración a la que esta sometida. Por ello podemos decir que a cada desplazamiento de la estructura le corresponde un único valor de aceleración.

Entonces podemos transformar la curva de capacidad a un nuevo formato donde se representa la *aceleración de la estructura* vs. su *desplazamiento lateral*, denominado *espectro de capacidad*. Para esta conversión cada punto de la curva de capacidad (D_t, V) se convierte en los pares (SD, SA) del espectro de capacidad mediante las siguientes relaciones para estructuras de varios grados de libertad, lo que a su vez puede apreciarse en la figura 2.39.

$$SD = D_t \frac{M^*}{L^*}$$

$$SA = V \frac{M^*}{L^{*2}}$$

Donde:

- V : cortante en la base
- D_t : desplazamiento en el techo
- M^* : masa generalizada
- L^* : masa participante

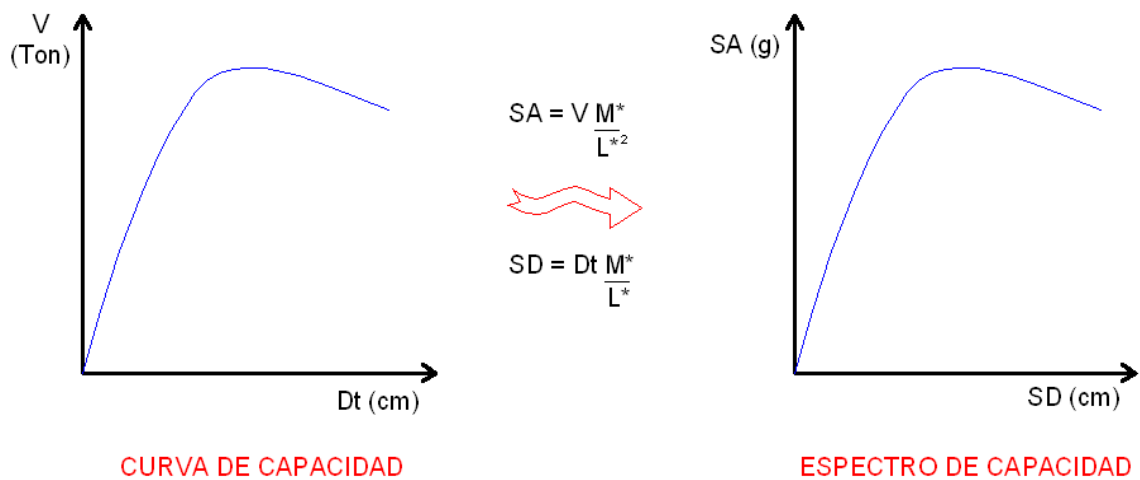


Figura 2.39 Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad

2.2.7 Programas de computación para el análisis incremental

Los programas de computación permiten modelar el comportamiento no lineal de las edificaciones mediante la inclusión de zonas de comportamiento no lineal para las diferentes solicitaciones (flexión, corte, etc.). Estos programas permiten simular ensayos de desplazamiento incremental controlados tanto por desplazamiento

como por carga y se pueden además encadenar diferentes casos de análisis no lineal.

Para el estudio de las edificaciones bajo demanda sísmica, el primer caso de análisis corresponde al análisis por cargas de servicio y luego el análisis por desplazamientos incrementales controlado por desplazamientos.

Entre los programas de computación más difundidos están SAP2000, ETABS, Ram Perform y Ruamoko.

Para nuestro análisis se utilizó el programa SAP 2000 en su versión 8.2.5 para Windows. Este programa representa el comportamiento no lineal de los elementos unidimensionales mediante rótulas concentradas (hinges) y también permite incorporar el comportamiento no lineal de otros elementos como paneles de corte mediante conexiones inelásticas entre nudos (Link).

Para el caso de edificios aporticados, el modelo inelástico se construye añadiendo al modelo elástico rótulas en todos los puntos donde se prevé comportamiento inelástico. Para el modelo de cada rótula se emplea un diagrama simplificado de momento-giro o momento-curvatura, el cual se obtiene idealizando el diagrama hallado mediante el programa de cómputo MOMCUR [Ottazi y Muñoz, 1998].

CAPITULO 3

RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES

3.1 Representación de las solicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda

Los espectros de demanda tienen en su eje horizontal y vertical los valores del desplazamiento espectral (SD) y de la aceleración espectral (SA) respectivamente. Los periodos se representan mediante rectas inclinadas.

La figura 3.1 muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano).

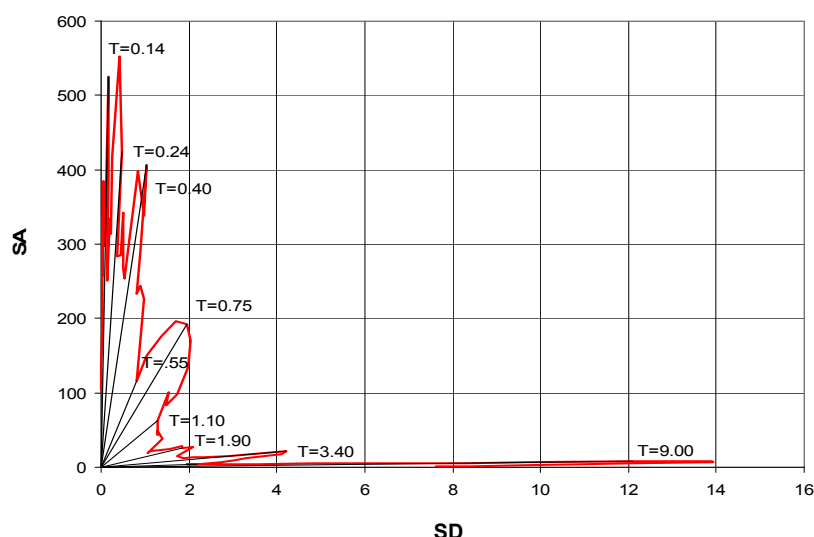


Figura 3.1 Espectro de demanda del terremoto peruano de 1970
[REFERENCIA 10]

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La figura 3.2 muestra el espectro elástico de pseudo-aceleraciones de la Norma Peruana

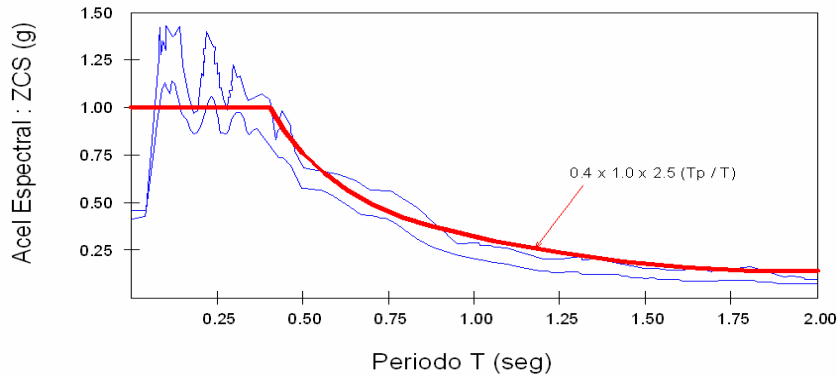


Figura 3.2 Espectro elástico de aceleraciones de la norma peruana

La figura 3.3 muestra el mismo espectro pero en su forma de espectro de demanda

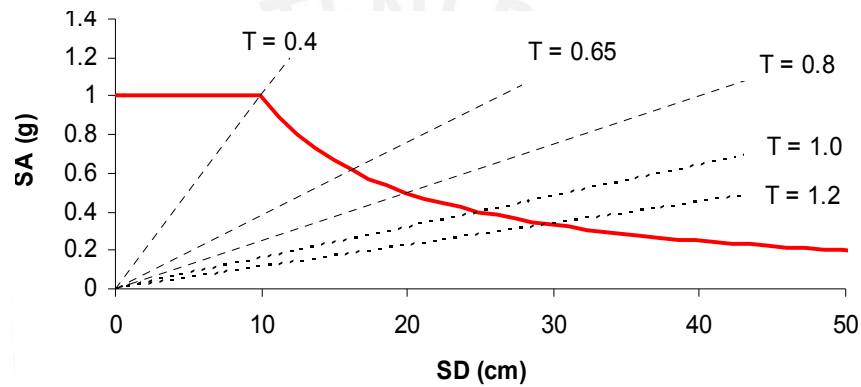


Figura 3.3 Espectro de demanda de la norma peruana

3.2 Punto de demanda

El punto de demanda representa la respuesta estructural máxima (SD_d , SA_d) de un edificio sometido a un determinado sismo, como se ilustra en la figura 3.4. En el espectro de capacidad los valores de SD_d y SA_d se ubican en algún lugar de la curva.

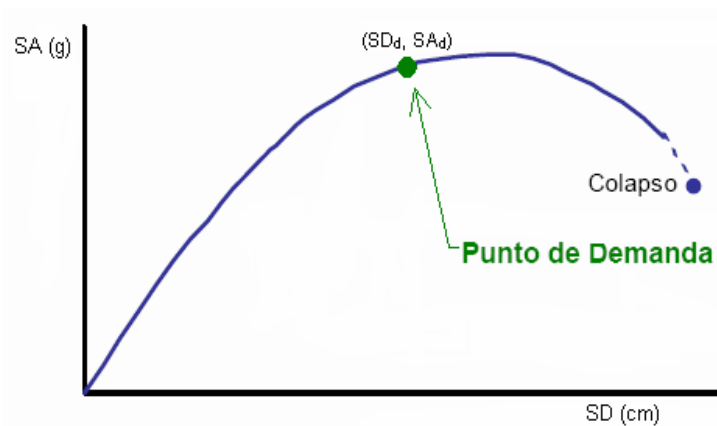


Figura 3.4 Punto de demanda en la curva de capacidad

3.3 Respuesta elástica de estructuras

El espectro de capacidad muestra los pares de valores fuerza por unidad de masa y desplazamiento de la estructura, mientras el espectro de demanda es un espectro elástico para estructuras de distintos periodos e igual amortiguamiento.

Si la intersección de ambos espectros ocurre en la zona elástica del espectro de capacidad, como se aprecia en la figura 3.5, esta intersección constituye el punto de demanda buscado. [REFERENCIA 11].

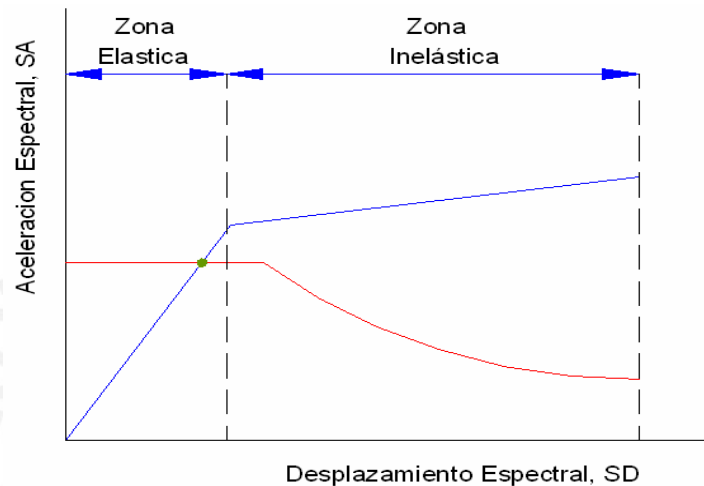


Figura 3.5 Intersección de espectros en la zona elástica

3.4 Respuesta inelástica de estructuras

Si la intersección del espectro de demanda y capacidad ocurre en la zona inelástica del espectro de capacidad, como se observa en la figura 3.6, este punto de intersección no corresponde al punto de demanda porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto es no lineal. [REFERENCIA 11].

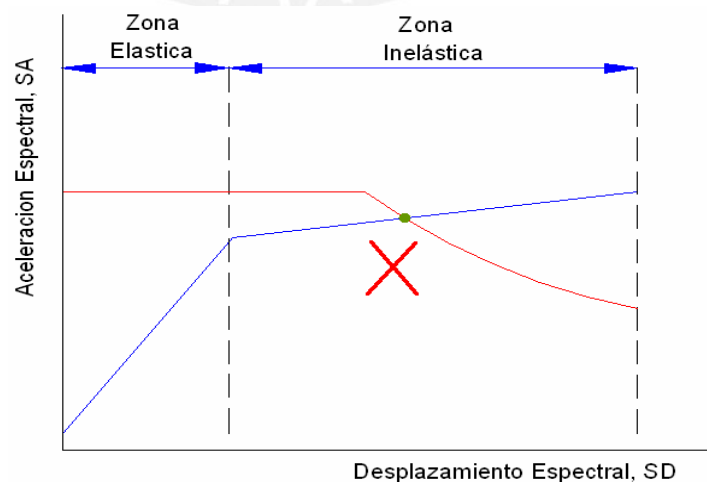


Figura 3.6 Intersección de espectros en la zona inelástica

Por tanto es necesario considerar que la demanda elástica será sucesivamente ajustada para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperados. Así, para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente.

$$\beta_{EQ} = k\beta_0 + \beta_{ELÁSTICO} = \frac{63,7k(SA_Y SD_i - SD_Y SA_i)}{SA_i \times SD_i} + 5$$

Donde:

SD_i, SA_i son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

SD_Y, SA_Y son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

K , es el factor de reducción del amortiguamiento.

$\beta_{ELÁSTICO}$ es el amortiguamiento elástico (asumido 5%)

El nuevo espectro de demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro reducido se usan factores de reducción para las zonas de aceleraciones y velocidades del espectro (SR_A y SR_V respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento equivalente.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{EQ})}{2.12} \quad SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{EQ})}{1.65}$$

La figura 3.7 muestra la reducción del espectro de demanda elástico.

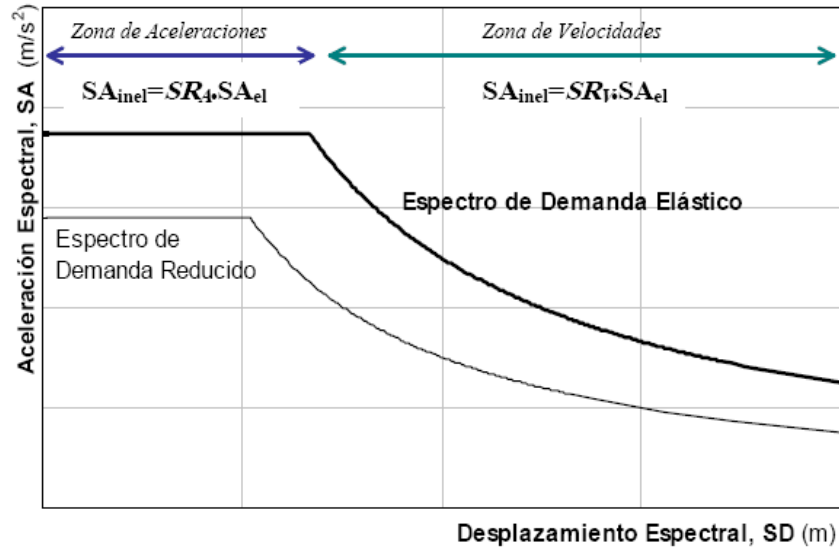


Figura 3.7 Reducción del espectro de demanda elástico

Para obtener el punto de demanda es necesario reducir el espectro de demanda elástico de tal manera que el amortiguamiento equivalente obtenido del comportamiento no-lineal sea el mismo que el que reduce el espectro.

Para cada punto de la curva de capacidad se puede asociar un amortiguamiento equivalente, y por tanto unos factores de reducción SR_A y SR_V . Así para cada punto de la curva de capacidad se puede obtener un punto del espectro reducido, como se observa en la figura 3.8.

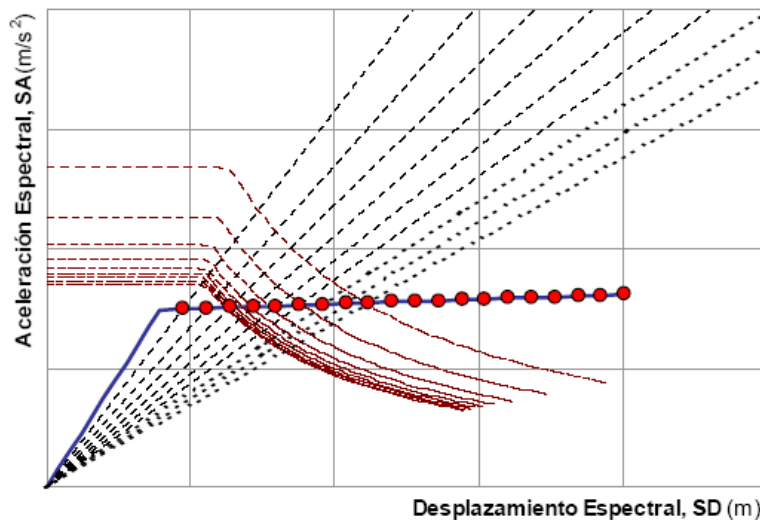


Figura 3.8 Intersección del Espectro de Capacidad y las líneas de periodo secante

El conjunto de puntos espectrales reducidos por este procedimiento se denomina EDAV (Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable), como se aprecia en la figura 3.9.

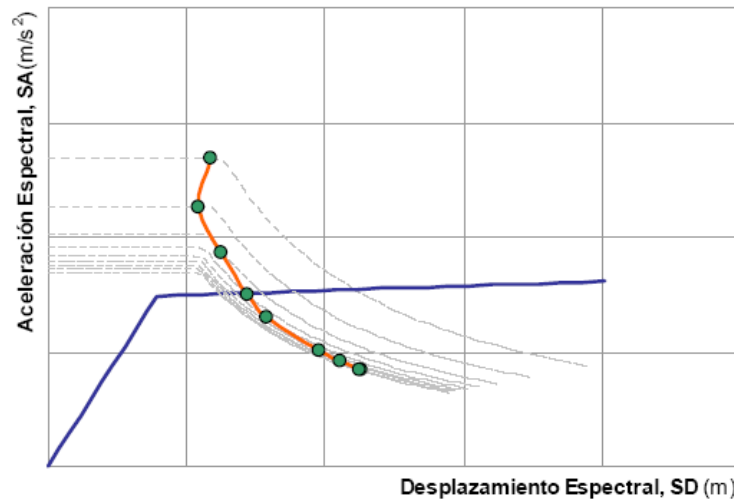


Figura 3.9 Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos

Finalmente, el punto de demanda se obtiene por intersección del EDAV con el espectro de capacidad, como se aprecia en la figura 3.10.

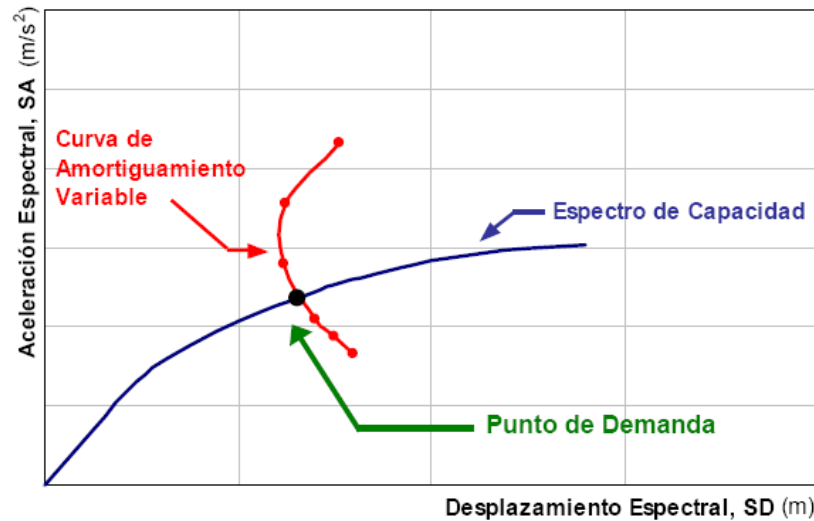


Figura 3.10 Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV

CAPITULO 4

EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE

4.1 Propuesta empleada en la evaluación del desempeño

La variedad de los sismos recientes nos muestra las limitaciones de la norma de diseño sismorresistente para definir de manera notoria el posible desempeño de las edificaciones en diferentes escenarios sísmicos.

Una gran cantidad de metodologías de evaluación solo consideran un nivel de movimiento del terreno (Sismo Severo) para el cual la edificación no debería colapsar, sin tomar en consideración que para sismos mas frecuentes pueden existir daños y pérdidas importantes que pongan en peligro la edificación.

Para poder definir el desempeño de las edificaciones en esta clase de sismos, se han desarrollado propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño o comportamiento sísmico en múltiples niveles de severidad sísmica. Una de las propuestas más importantes son las realizadas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), la guía NEHRP, el ATC-40 publicado en 1996, el programa HAZUS 99, FEMA 273 y 274.

En el presente trabajo se ha considerado la propuesta del SEAOC (1995) presentado por el Comité VISION 2000. [REFERENCIA 1]

4.2 Niveles de Amenaza sísmica

El Comité VISION 2000 (SEAOC 1995) expresa los niveles de movimientos sísmicos en términos de un evento sísmico, con intervalo de recurrencia medio (periodo de retorno) o una probabilidad de excedencia en un tiempo de exposición de 50 años generalmente.

Son 4 los movimientos sísmicos considerados por el Comité VISION 2000. A continuación se muestra el periodo de retorno y las probabilidades de excedencia en un tiempo de 50 años. (Tabla 4.1)

| SISMO | PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA (50 AÑOS) | PERIODO DE RETORNO |
|-----------|--|--------------------|
| Frecuente | 69% | 43 años |
| Ocasional | 50% | 72 años |
| Raro | 10% | 475 años |
| Muy Raro | 5% | 970 años |

Tabla 4.1 Parámetros de los niveles de amenaza sísmica establecidos por el COMITÉ VISION 2000

4.3 Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en el a función de tres aspectos fundamentales

1. Posibles daños físicos: En los elementos de la estructura, tanto estructurales como no estructurales.
2. Amenaza de Seguridad: Para los ocupantes de la edificación como consecuencia de estos daños
3. Funcionalidad: De la edificación luego del terremoto.

Se muestran las principales características de acuerdo a los diferentes niveles de desempeño propuestos por el Comité VISION 2000 (SEAOC 1995) y su relación con los estados de daño general. (Tabla 4.2)

| NIVEL DE DESEMPEÑO | DESCRIPCION DE LOS DAÑOS | ESTADO DE DAÑO |
|----------------------|--|----------------|
| Operacional | Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios. | Despreciable |
| Funcional | Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad. | Leve |
| Resguardo de la vida | Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente. | Moderado |
| Cerca al colapso | Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio. | Severo |
| Colapso | Perdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación | Completo |

Tabla 4.2 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Comité VISION 2000, 1995)

El Comité VISION 2000 propone dividir la curva de capacidad en sectores asociados a estos niveles de desempeño. La curva se simplifica en un modelo bilineal, dividiendo el tramo inelástico de la edificación en cuatro sectores asociados a los niveles de desempeño correspondientes.

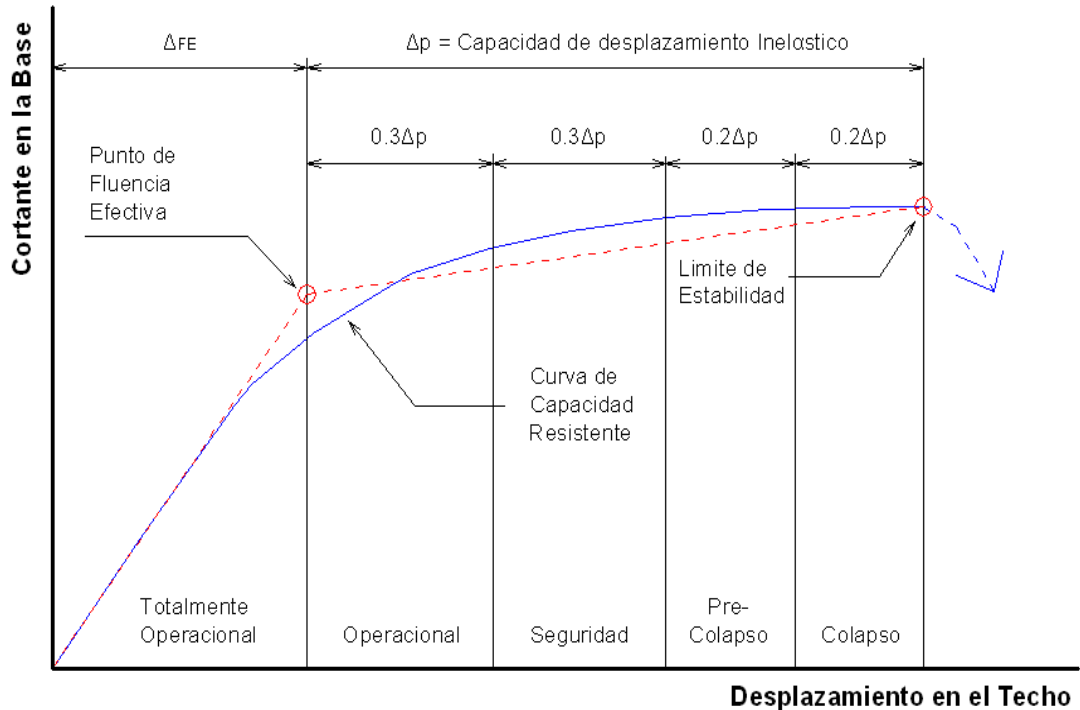


Figura 4.1 Etapas en la curva capacidad

4.4 Importancia de la Edificación

El Comité VISION 2000 clasifica las edificaciones en función de su importancia durante y después de un sismo:

Esenciales: Encargadas de todas las operaciones luego del terremoto, son los Hospitales, estaciones de bomberos, policía, centro de control de emergencia, etc.

Críticas: Contienen materiales peligrosos que pueden desencadenar una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.

Básicas: las que no se encuentran en los dos primeros grupos.

4.5 Matriz de Desempeño

El desempeño Sismorresistente de edificaciones se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperados de acuerdo a la importancia de la edificación. (SEAOC 1995)

Este desempeño se suele presentar a través de la Matriz de Desempeño, que es una tabla de doble entrada donde se combina la demanda sísmica y el comportamiento deseado.

Se muestra la matriz propuesta por el Comité VISION 2000. [REFERENCIA 1]

| NIVEL DE AMENAZA SISMICA | NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA | | | |
|--------------------------|-------------------------------------|-----------|----------------------|--------------------|
| | Operacional | Funcional | Resguardo de la Vida | Proximo al Colapso |
| Frecuente (43 años) | | | | |
| Ocasional (72 años) | | | | |
| Raro (475 años) | | | | |
| Muy raro (970 años) | | | | |

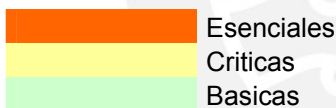


Tabla 4.3 Niveles de demanda y desempeño esperado (Comité VISION 2000)

El comportamiento inaceptable para cada tipo de edificación corresponde a los casilleros ubicados por encima del color respectivo. Los casilleros en blanco representan un comportamiento inaceptable para cualquier tipo de edificación.

CAPITULO 5

EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 5 PISOS EN LA COSTA PERUANA

5.1 El edificio estudiado

El edificio estudiado se ubica en Lima sobre grava de buena calidad y tiene 5 pisos. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 3.50m y para los cuatro pisos restantes de 2.70m.

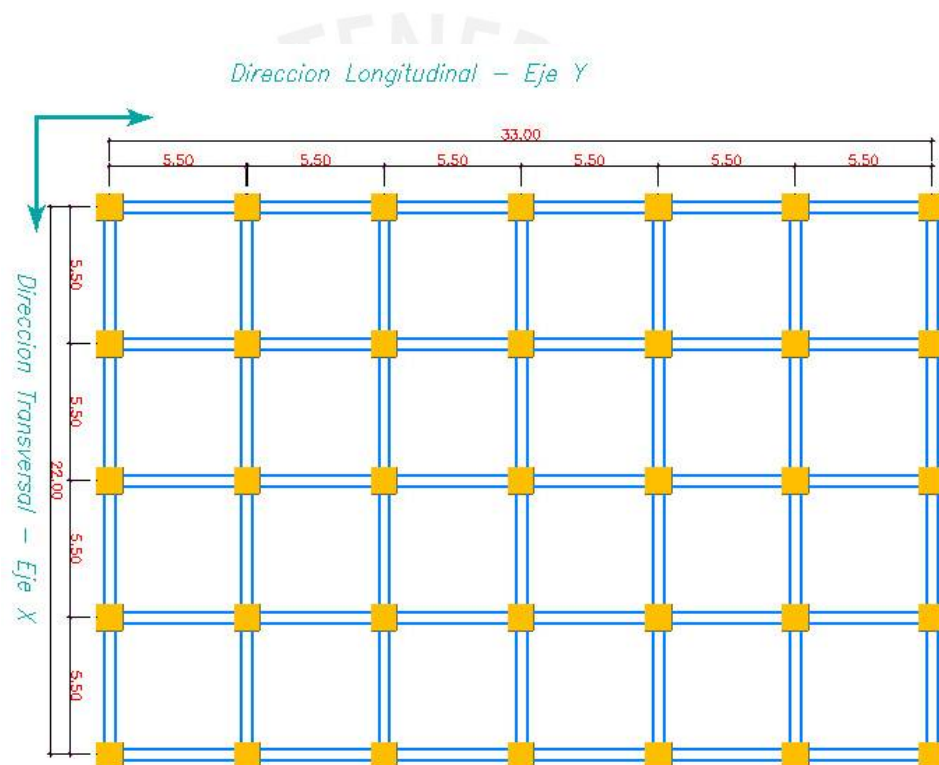


Figura 5.1 Planta típica de la edificación

La planta tiene 6 paños de 5.5m (33 metros) en la dirección longitudinal Y y 4 paños de 5.5m (22 metros) en la dirección transversal X. El área total de la planta es de 726m² (figura 5.1).

La estructura del edificio está conformado por pórticos de concreto armado de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, y acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Cada entrepiso cuenta con losas macizas de 15cm que descansan en vigas de 25x50cm. Las columnas en su totalidad son cuadradas de 45cm de lado. El valor del peralte corresponde a la dimensión mínima necesaria, según nuestro estudio, que reduce las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor mayor que el indicado en la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente ($\Delta/he = 0.007$). [REFERENCIA 2]

5.2 Análisis elástico para propósitos de diseño

En el análisis elástico se desarrolló un modelo considerando elementos unidimensionales con deformaciones por flexión, cortante y axial sin torsión. Además en cada nivel se consideró un diafragma con tres grados de libertad.

Utilizando este modelo se desarrolló el análisis por solicitaciones de gravedad y sismo. La figura 5.2 muestra el modelo desarrollado con el programa SAP 2000.

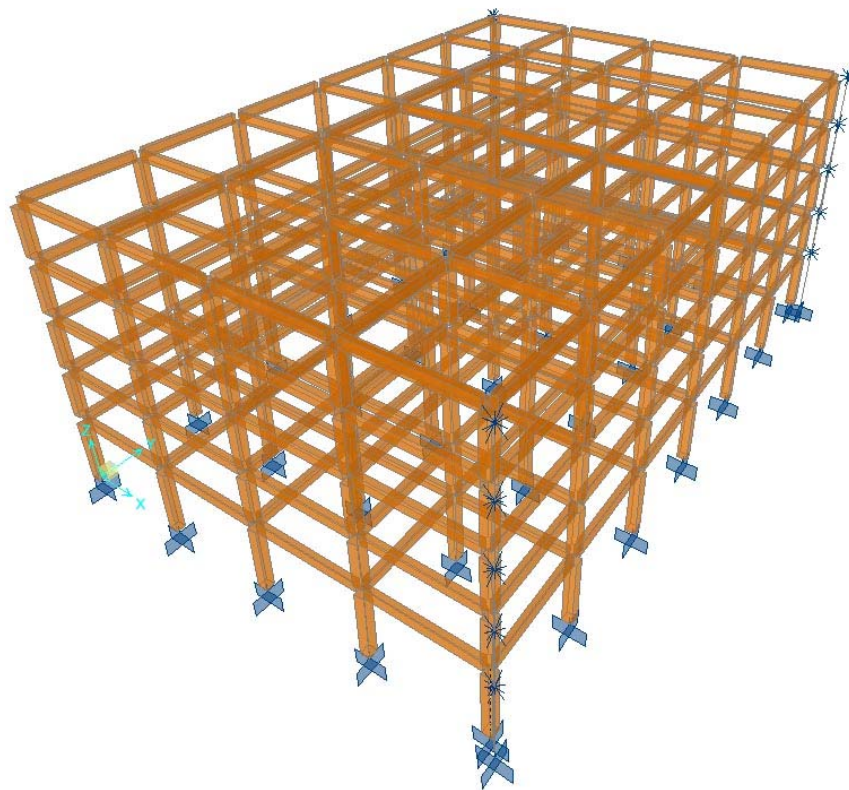


Figura 5.2 Vista del modelo estructural en el programa SAP 2000

5.2.1 Análisis por cargas de gravedad

En el análisis por cargas de gravedad se consideraron para las cargas muertas además del peso de los elementos estructurales, el peso de la losa de 15cm de espesor, el piso terminado y se consideró un peso de tabiquería móvil de 100 kg/cm², con los valores mostrados en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Cargas muertas

| CARGAS MUERTAS | PISO TIPICO (ton/m ²) | AZOTEA (ton/m ²) |
|-------------------|-----------------------------------|------------------------------|
| P. Losa Maciza | 0.36 | 0.36 |
| P. Piso terminado | 0.10 | 0.10 |
| P. Tabiquería | 0.10 | 0.00 |
| Σ | 0.56 | 0.46 |

Las cargas de losa, piso terminado y tabiquería se aplicaron directamente a las vigas usando una distribución por área tributaria, de los paños de losa de 5.25m x 5.25m. Adicionalmente se consideró el peso propio de la viga, con una carga de 0.25m x 0.50m x 2.4kg/m³ = 0.3 kg/m, obteniendo como carga final 3.24kg/m

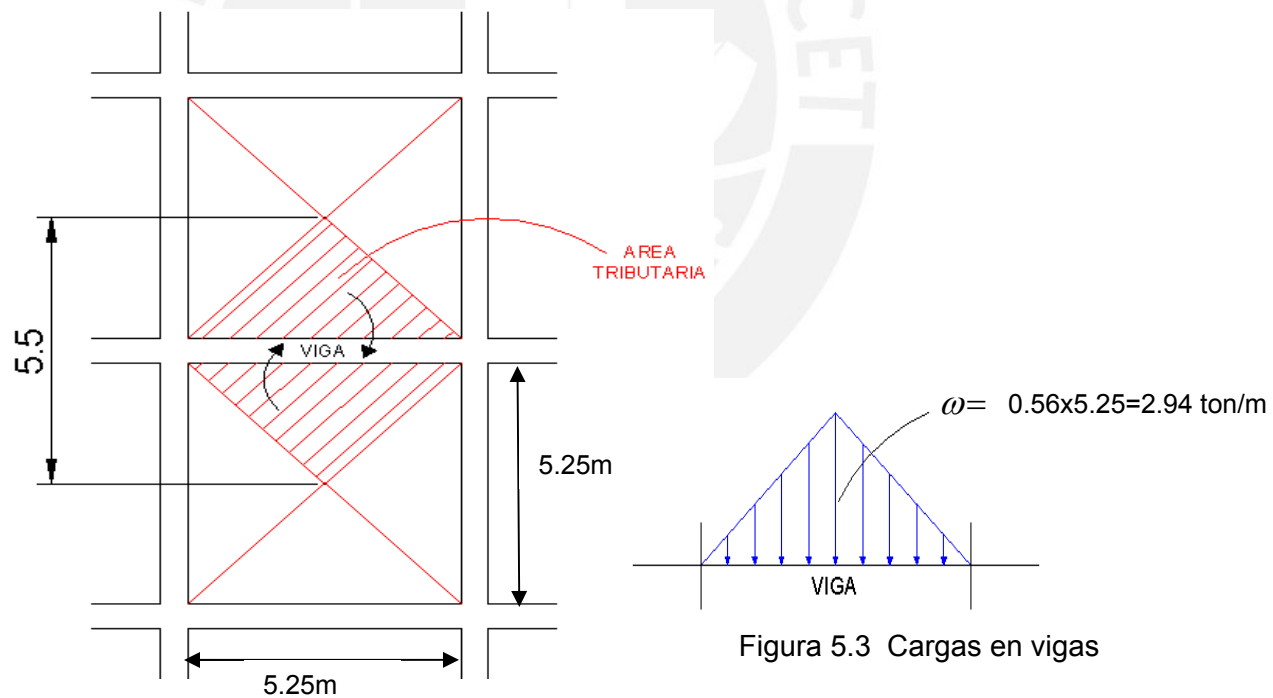


Figura 5.3 Cargas en vigas

del eje transversal

En el caso de las cargas vivas se consideró una sobrecarga de 200 kg/m² en los pisos típicos y 100 kg/m² en la azotea [REFERENCIA 12] Estas sobrecargas se asignaron directamente a las vigas también usando el criterio de área tributaria.

5.2.2 Análisis Sísmico

Se realizaron dos tipos de análisis sísmico: estático y dinámico. Del análisis estático sólo se calculó la fuerza cortante basal del edificio para poder establecer el límite inferior de la fuerza cortante de diseño que se obtuvo del análisis dinámico.

- Análisis Estático

Utilizamos este método para hallar la fuerza cortante basal con el fin de escalar los resultados del análisis dinámico siguiendo las indicaciones de la Norma NTE-030 [REFERENCIA 2]

La cortante basal se halló con la siguiente expresión según la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente: [REFERENCIA 2]

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde:

- ◆ Z = 0.4, dado que se encuentra ubicado en la ciudad de Lima.
- ◆ U = 1, dado que es una edificación común.
- ◆ S = 1 y T_p = 0.4, dado que el suelo de cimentación califica como Tipo 1.
- ◆ El factor de amplificación sísmica se calculó con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

El periodo fundamental de la estructura en cada dirección se tomó del análisis modal. Se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 5.2 Periodos y coeficientes de amplificación sísmica

| | DIRECCION X | DIRECCION Y |
|---|-------------|-------------|
| Periodo Fundamental (T) | 0.865 | 0.827 |
| Coefficiente de amplificación sísmica (C) | 1.16 | 1.21 |

- ◆ Calculamos el peso del edificio utilizando las cargas indicadas en la tabla 5.1, y obtuvimos un peso de 0.75 ton/m² para los pisos típicos y 0.60 para la azotea.
- ◆ Por consenso entre los grupos del análisis de los edificios, utilizamos un peso de 1.0 ton/m² para los pisos típicos y 0.8 ton/m² para la azotea, obteniendo un valor total de 3485 ton.
- ◆ R = 8, debido que utilizamos pórticos de concreto armado. [REFERENCIA 2]
- ◆ Para el cálculo del análisis se usaron las inercias brutas de columnas y vigas. Cabe mencionar que las vigas no se consideraron como secciones em "T".

Finalmente para la dirección longitudinal Y y dirección transversal X se hallaron las fuerzas cortantes basales de 211 y 201 toneladas respectivamente.

- Análisis Dinámico

En el análisis dinámico se consideran tres grados de libertad en cada piso, siguiendo el modelo analizado en 3D que considera un diafragma por cada nivel.

Este análisis se repitió para diferentes peraltes de columnas hasta encontrar el menor valor que satisface la deriva estudiada de 1% que es ligeramente mayor que la permitida por la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente. ($\Delta/h_e = 0.007$) [REFERENCIA 2] Se encontró que las columnas debían ser de 45 x 45cm.

- Propiedades inerciales

Las propiedades inerciales de los pisos se representaron por medio de dos masas traslacionales (para las direcciones longitudinal y transversal); y una inercia rotacional respecto al eje vertical.

La inercia traslacional (masa) de cada diafragma se calculó como $m = peso/g$

La inercia rotacional de cada diafragma se halló con la siguiente expresión:

Los valores empleados en $I_{rot} = \frac{Masa * (Ix + Iy)}{Area}$ el análisis se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Propiedades inerciales

| | PISO TIPICO | AZOTEA |
|--|-------------|--------|
| Área (m ²) | 726 | 726 |
| Inercia CM en X (m ⁴) | 65885 | 65885 |
| Inercia CM en Y (m ⁴) | 29282 | 29282 |
| Peso (ton) | 726 | 581 |
| Masa (ton.seg ² /m) | 74 | 59 |
| Inercia Rotacional (ton.seg ² .m) | 9701 | 7761 |

- Espectro de análisis

Siguiendo las indicaciones de la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente [REFERENCIA 2] se empleó el siguiente espectro:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g$$

Este espectro se expresó en dos factores: una función espectral y un factor de escala, según se indica a continuación:

$$Función\ espectral = CS \dots (Figura\ 5.4)$$

$$Factor\ de\ escala = \frac{ZU}{R} g = \frac{0.4 * 1}{8.0} * 9.81 = 0.491$$

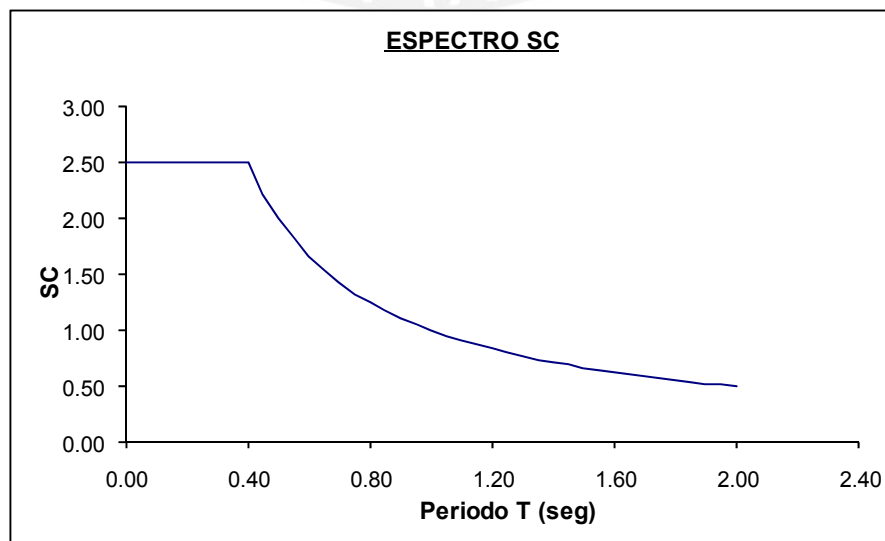


Figura 5.4 Función de respuesta espectral

- Resultados de desplazamientos del análisis dinámico

Se calcularon los desplazamientos en ambas direcciones utilizando la dimensión mínima de columna encontrada (45x45cm). Los resultados se muestran en la tabla 5.4

| DIRECCION TRANSVERSAL X | | | | |
|-------------------------|-------------------------------------|------------|-----------------------------|-------------------------|
| Nivel | Δ Relativo entrepiso (cm) | hei (m) | Δ Inelástico (cm) | Δ /hei (0/00) |
| 1 | 0.52 | 3.50 | 3.13 | 8.9 |
| 2 | 0.41 | 2.70 | 2.45 | 9.1 |
| 3 | 0.34 | 2.70 | 2.02 | 7.5 |
| 4 | 0.25 | 2.70 | 1.48 | 5.5 |
| 5 | 0.14 | 2.70 | 0.87 | 3.2 |

| DIRECCION LONGITUDINAL Y | | | | |
|--------------------------|-------------------------------------|------------|-----------------------------|-------------------------|
| Nivel | Δ Relativo entrepiso (cm) | hei (m) | Δ Inelástico (cm) | Δ /hei (0/00) |
| 1 | 0.45 | 3.50 | 2.70 | 7.7 |
| 2 | 0.35 | 2.70 | 2.08 | 7.7 |
| 3 | 0.28 | 2.70 | 1.70 | 6.3 |
| 4 | 0.21 | 2.70 | 1.24 | 4.6 |
| 5 | 0.12 | 2.70 | 0.72 | 2.7 |

Tabla 5.4 Resultados del análisis espectral

En la tabla anterior se aprecia que la máxima deriva del edificio es prácticamente igual al límite tolerable según nuestro estudio de 1% y se alcanza en el segundo nivel para el análisis en la dirección transversal.

- Fuerzas internas para diseño

La tabla 5.5 presenta las fuerzas cortantes basales provenientes de los análisis estático y dinámico.

| | DIRECCION X | DIRECCION Y |
|--------------------------------|-------------|-------------|
| Cortante estático (Ton) | 201 | 211 |
| Cortante dinámico (Ton) | 172 | 183 |

| | | |
|--|-----|-----|
| 80% del Cortante estático (Ton) | 161 | 169 |
|--|-----|-----|

Tabla 5.5 Fuerzas cortantes obtenidas de los análisis

Como se aprecia los valores del cortante dinámico resultaron mayores al 80 % de los correspondientes valores del método estático, por tanto se usó como cortante de diseño el cortante dinámico y no fue necesario escalar los resultados de fuerzas internas para el diseño.

5.3 Diseño

5.3.1 Filosofía general de diseño

El diseño se hizo usando el diseño por resistencia. Según este método, la resistencia de una sección, elemento o estructura, debe ser igual o mayor que las solicitaciones internas combinadas por factores de amplificación [REFERENCIA 3]. La siguiente ecuación resume este método:

$$\text{RESISTENCIA} \geq \sum \text{EFECTOS INTERNOS X FACTORES}$$

5.3.2 Combinaciones para el diseño

Las cinco combinaciones que se utilizaron para el diseño fueron:

$$1.5CM + 1.8CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm Sx$$

$$1.25(CM + CV) \pm Sy$$

$$0.9CM \pm Sx$$

$$0.9CM \pm Sy$$

5.3.3 Diseño de vigas

Las vigas de sección 25cm x 50cm, se diseñaron con la curva envolvente de las combinaciones de diseño. Por consenso entre los grupos, se decidió usar la redistribución de momentos para reducir los momentos flectores negativos en las zonas de rótulas plásticas, y reducir la congestión del acero sin afectar la seguridad del elemento

Para el diseño por cortante se siguieron las recomendaciones de la Norma [REFERENCIA 3] respecto a la capacidad relativa de corte y flexión (Figura 5.5) dada por la siguiente ecuación:

$$V_r \geq \frac{M_{iz} + M_{der}}{L} + \frac{\omega L}{2}$$

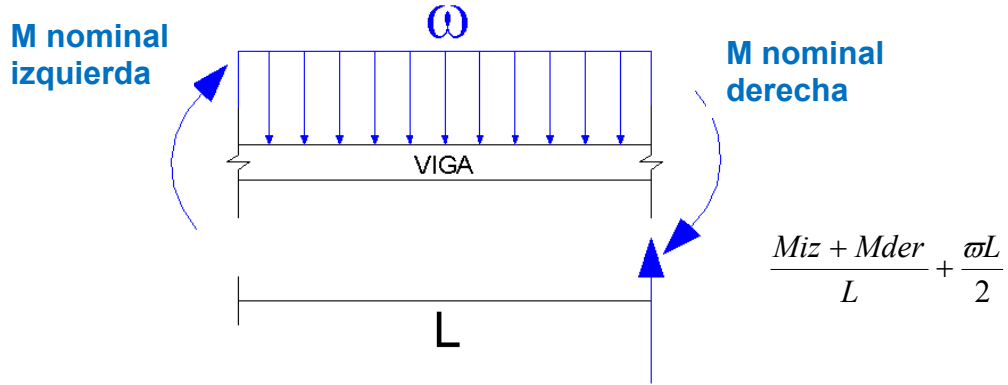


Figura 5.5 Verificación de capacidad cortante

El diseño de los estribos no estuvo gobernado ni por las solicitaciones últimas ni por criterios de capacidad a corte, sino que correspondió a criterios de confinamiento por solicitaciones sísmicas. Se usaron estribos de 3/8" con la siguiente distribución:

1 @ 5cm, 9 @ 10cm, resto @ 20cm

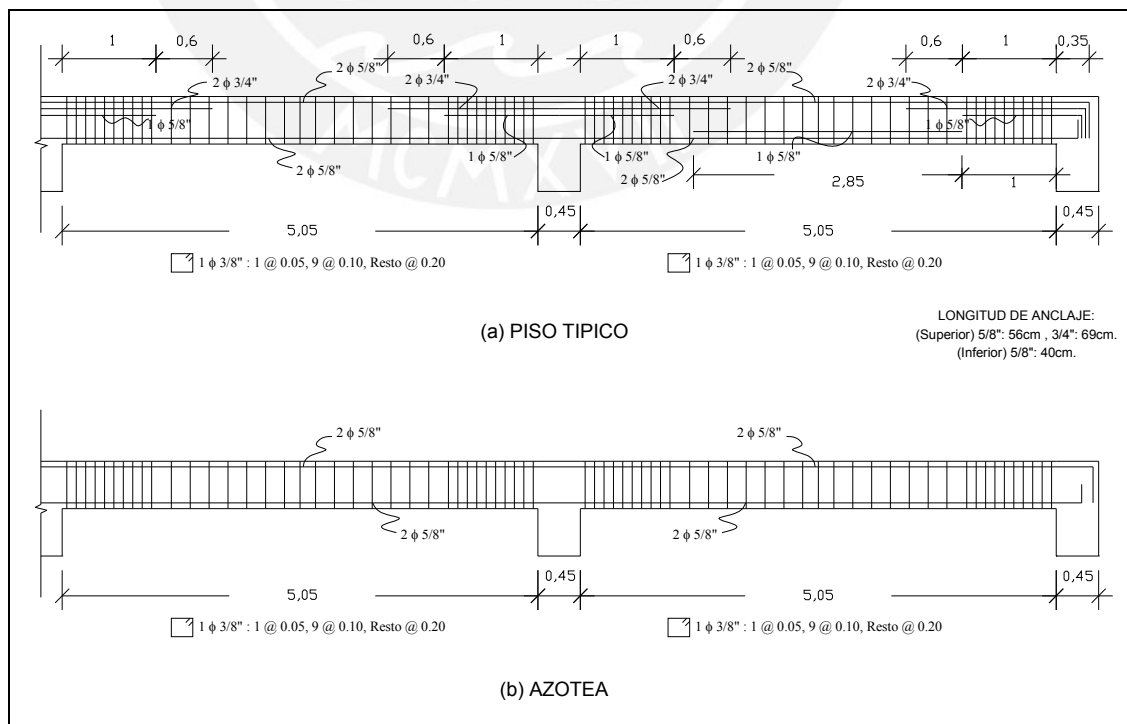


Figura 5.6 Diseño Transversal de una viga típica y de azotea. (25x50cm)

La redistribución de momentos en vigas se mantuvo por debajo de 20 % y se obtuvieron elementos cuya capacidad es prácticamente igual o ligeramente menor a la demanda de resistencia del código peruano de diseño en concreto armado. [REFERENCIA 8]

5.3.4 Diseño de columnas

El diseño se desarrolló proponiendo primero una distribución de acero y luego verificando que la resistencia de la columna sea mayor que las solicitaciones combinadas. Se elaboraron diagramas de interacción en los cuales se ubicaron las combinaciones respectivas.

Según la Norma Peruana de Concreto Armado. [Referencia 3] la cuantía de acero longitudinal mínima es de 1.0%, y es lo que determinó el acero de refuerzo de las columnas.

Las columnas tienen un área de 2025 cm² y por tanto el acero mínimo que se podría emplear sería de 1 % de (0.5 x 2025 cm²) = 10.13 cm²; sin embargo, se decidió usar para todas las columnas un área ligeramente mayor con el armado que se muestra en la figura 5.7.

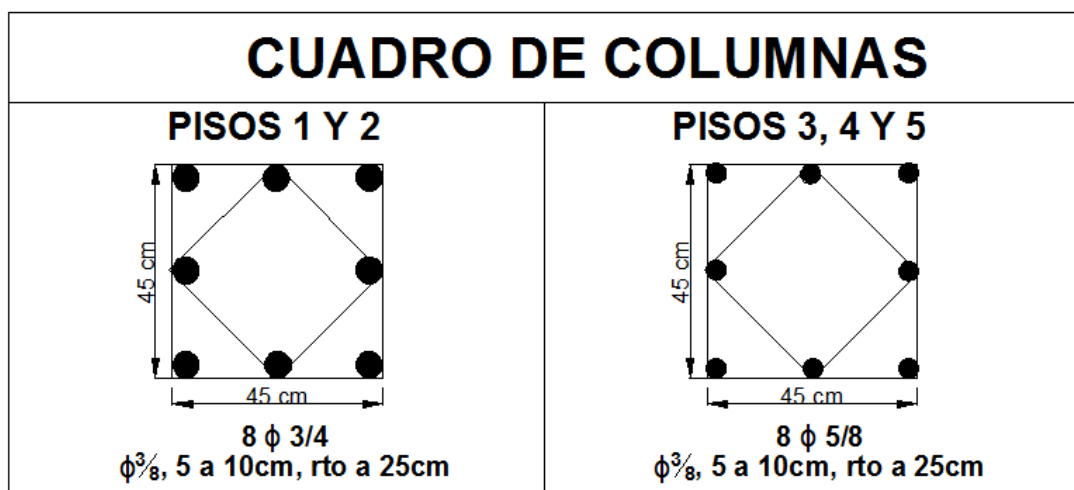


Figura 5.7 Cuadro de columnas

El diseño mostrado en la figura 5.7 satisface las solicitaciones últimas de diseño en todas las ubicaciones en planta y elevación.

En la figura 5.8 se observa las diferentes combinaciones de carga para una columna en esquina del primer piso. Asimismo las cargas ultimas están representadas mediante los puntos graficados en el diagrama de interacción donde vemos que el diseño satisface las solicitaciones ultimas.

| COLUMNA ESQUINERA | | |
|-------------------|---------|-----------|
| Combinación | Pu (tn) | Mu (tn-m) |
| 1.5M + 1.8V | 66 | 2 |
| 1.25MV + Sx | 63 | 14 |
| 1.25MV - Sx | 43 | 13 |
| 1.25MV + Sy | 62 | 12 |
| 1.25MV - Sy | 44 | 11 |
| 0.9M + Sx | 42 | 14 |
| 0.9M - Sx | 22 | 13 |
| 0.9M + Sy | 41 | 12 |
| 0.9M - Sy | 23 | 11 |

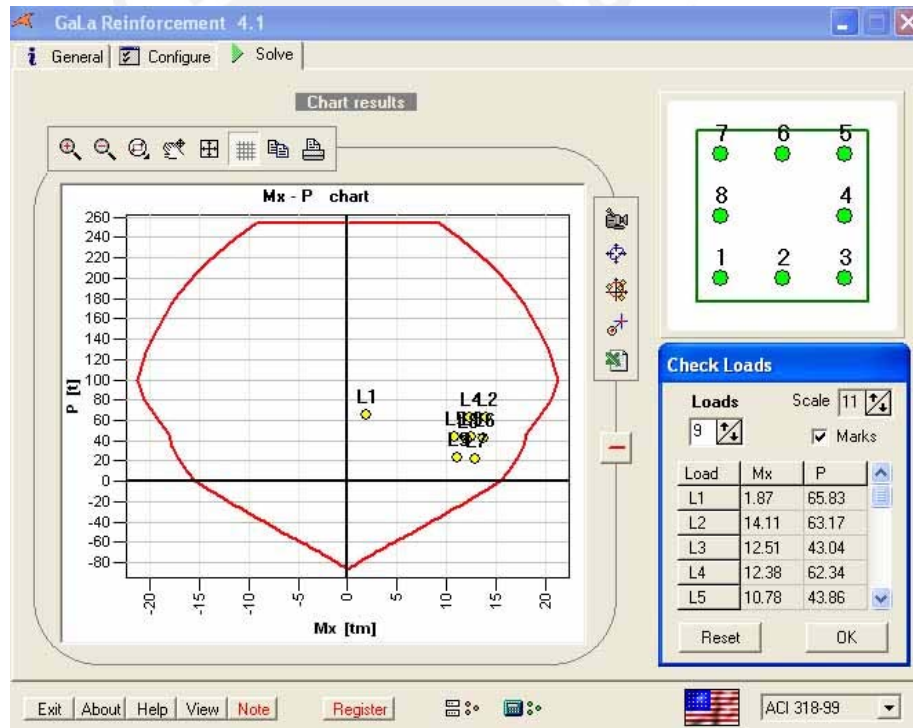


Figura 5.8 Diagrama de interacción usando el software GALA.

Con la armadura definida se procedió a calcular la capacidad a flexión de las vigas. Para las columnas la capacidad a flexión se obtuvo como el valor mínimo del momento correspondiente a los diferentes valores de Pu. La tabla 5.6 que sigue muestra los resultados de las capacidades a flexión de vigas y columnas en 2 nudos centrales y dos nudos de esquina para el primer y tercer piso del edificio.

| NUDO INTERIOR XX | | | | |
|------------------|------------|------------|------------|---------------------------------|
| Nivel | Vigas | Columnas | | $\Phi M_{ncol}/\Phi M_{nvigas}$ |
| | ΦM_n | ΦP_n | ΦM_n | |
| 1er piso | 22.80 | 160.00 | 36.00 | 1.60 |
| 3er piso | 22.80 | 51.68 | 40.00 | 1.75 |

| NUDO EXTERIOR XX | | | | |
|------------------|------------|------------|------------|---------------------------------|
| Nivel | Vigas | Columnas | | $\Phi M_{ncol}/\Phi M_{nvigas}$ |
| | ΦM_n | ΦP_n | ΦM_n | |
| 1er piso | 16.50 | 21.36 | 34.00 | 2.10 |
| 3er piso | 16.50 | 14.36 | 25.00 | 1.50 |

Tabla 5.6 Verificación de las capacidades a flexión de las vigas y columnas

El diseño lo controla la combinación de cargas de 1.25MV, y como se aprecia, el cociente de las capacidades de columnas respecto al de vigas es significativamente mayor al mínimo exigido por el código peruano de diseño en concreto armado ($\Sigma\phi M_{nCOL}/\Sigma\phi M_{nVIGA} > 1.4$). [ININVI, 1990].

Las tabla 5.7 muestra la sobrerresistencia entre el momento de fluencia (M_y) y la demanda del código (M_u), de vigas y columnas.

| NIVEL | ELEMENTO | M_y (ton/m) | M_u (ton/m) | SR = M_y/M_u |
|----------|--------------------|---------------|---------------|----------------|
| 1er Piso | Viga Interior | 17.00 | 16.85 | 1.01 |
| | Viga Perimetral | 14.85 | 14.46 | 1.03 |
| | Columna Interior | 18.00 | 13.38 | 1.35 |
| | Columna Perimetral | 17.00 | 12.86 | 1.32 |
| 3er Piso | Viga Interior | 17.00 | 16.85 | 1.01 |
| | Viga Perimetral | 14.85 | 14.46 | 1.03 |
| | Columna Interior | 15.80 | 6.96 | 2.27 |
| | Columna Perimetral | 14.20 | 6.97 | 2.04 |

Tabla 5.7 SR de vigas y columnas respecto de la demanda del código

5.4 Análisis inelástico.

5.4.1 Modelos de comportamiento para materiales

Para los diagramas de esfuerzo-deformación se utilizó el modelo de Mander. Se empleó el valor de 1% para la deformación máxima del concreto ($\epsilon_{c \max}$), en consenso con los otros grupos de análisis de edificios.

La figura 5.9 y 5.10 muestra los diagramas esfuerzo-deformación obtenidos para vigas y columnas respectivamente. Como se aprecia, las deformaciones máximas de los concretos asumidos, señaladas con un círculo, son inferiores a las obtenidas del modelo de Mander.

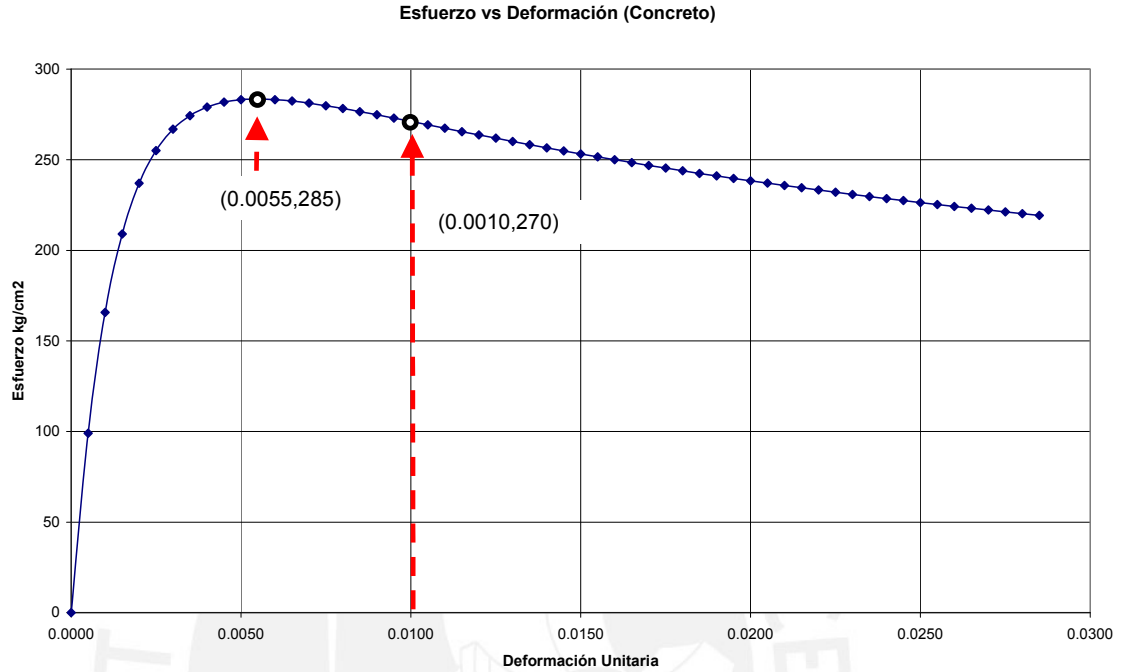


Figura 5.9 Diagrama de Esfuerzo vs. Deformación del concreto de vigas

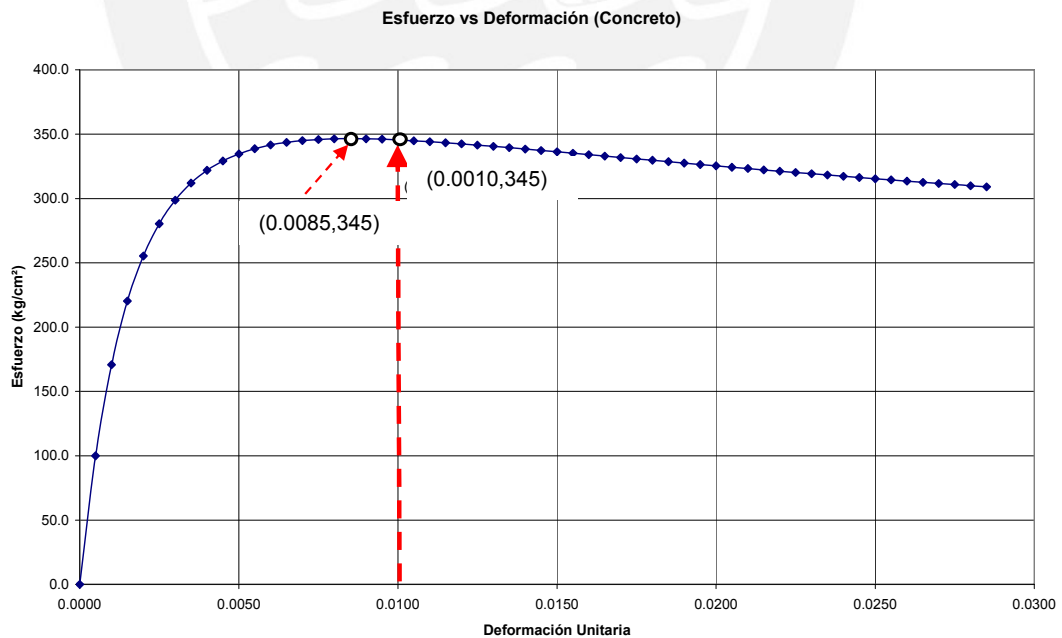


Figura 5.10 Diagramas de Esfuerzo vs. Deformación del concreto en Columnas

Para el acero se empleo el diagrama trilineal mostrado en la figura 5.11

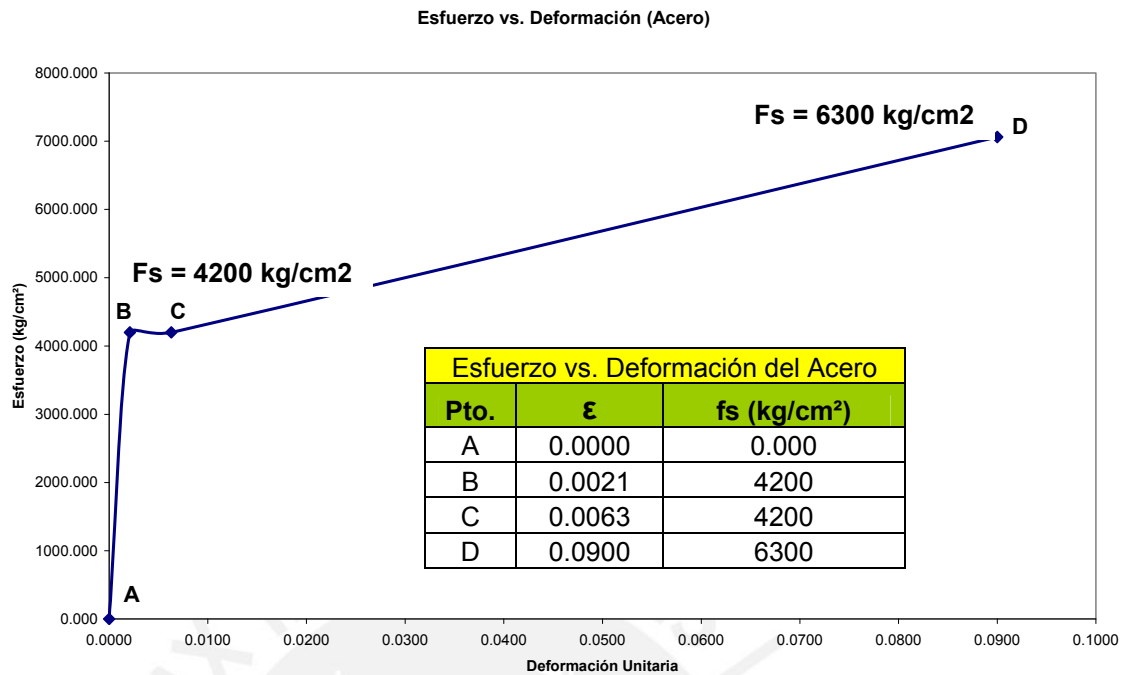


Figura 5.11 Diagrama Esfuerzo vs. Deformación del Acero

5.4.2 Diagramas Momento – Curvatura y Momento – Giro

Para encontrar los diagramas momento curvatura de las secciones de vigas y columnas obtenidas del diseño se emplearon los diagramas esfuerzo-deformación indicados en 5.4.1 con los valores puntuales mostrados en la tabla 5.8

| PARAMETRO | | UNIDAD | VIGA | COLUMNA |
|---|----------------------|--------------------|---------|---------|
| Esfuerzo maximo del concreto | f'_c | Kg/cm ² | 285 | 345 |
| Deformación donde se produce f'_c | ϵ_o | | 0.0055 | 0.0085 |
| Esfuerzo asociado al agotamiento del concreto | f_u | Kg/cm ² | 214 | 313 |
| Deformación de agotamiento del concreto | ϵ_{cu} | | 0.0314 | 0.0264 |
| Deformación máxima del concreto | $\epsilon_{c_{max}}$ | | 0.01 | 0.01 |
| Esfuerzo de fluencia en el acero | f_y | Kg/cm ² | 4200 | 4200 |
| Esfuerzo maximo en el acero | f_u | Kg/cm ² | 6300 | 6300 |
| Deformación asociada al esfuerzo maximo del acero | ϵ_{su} | | 0.09 | 0.09 |
| Modulo de elasticidad del acero | ϵ_s | Kg/cm ² | 2000000 | 2000000 |
| Deformación donde se inicia el endurecimiento del acero | ϵ_{sh} | | 0.0063 | 0.0063 |

Tabla 5.8 Parámetros de los diagramas Esfuerzo vs. Deformación

Para las secciones en los extremos de las vigas se obtuvieron los diagramas tanto para momento positivo como negativo usando el software MOMCUR. La figura 5.12 muestra los diagramas para la viga interior en la dirección Y del primer piso correspondiente a una deformación máxima del 1% en el concreto.

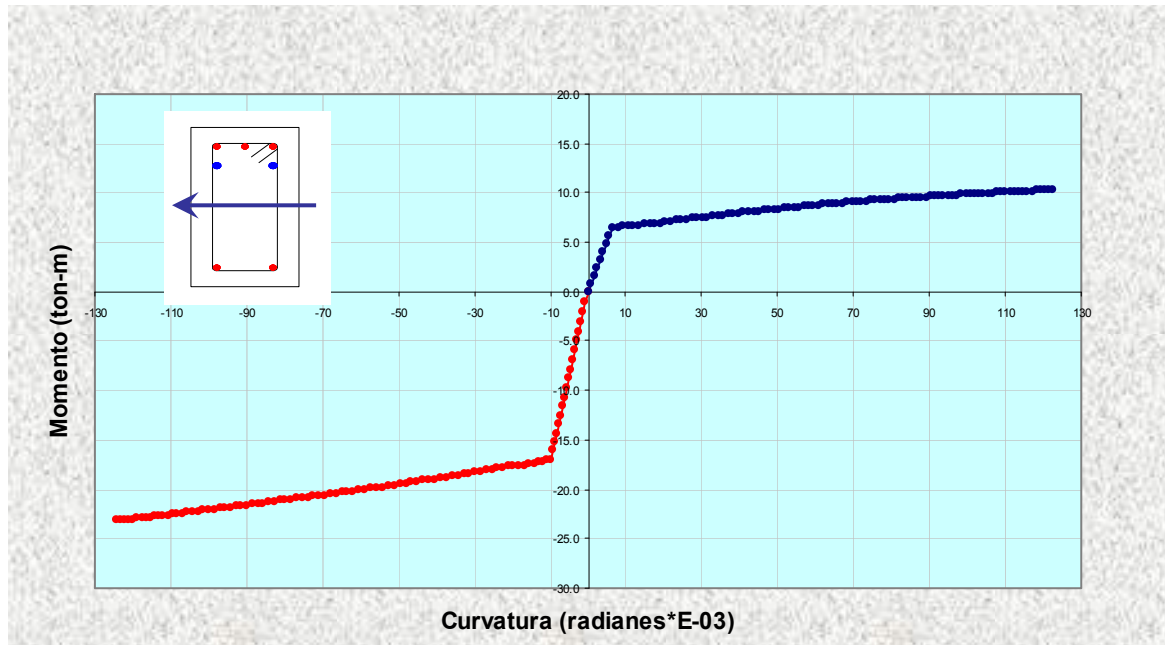


Figura 5.12 Diagrama Momento vs Curvatura de una viga interior de la azotea

En la construcción del diagrama momento curvatura en columna se considero como carga axial la suma de carga muerta y viva. La tabla 5.9 muestra los valores de carga axial empleados para los tres tipos de columna según su ubicación.

| PISO | CARGAS EN COLUMNAS (TON) | | |
|------|--------------------------|---------|----------|
| | ESQUINERA | LATERAL | INTERIOR |
| 1 | 42 | 73 | 129 |
| 2 | 33 | 57 | 101 |
| 3 | 24 | 42 | 74 |
| 4 | 16 | 26 | 46 |
| 5 | 6 | 11 | 18 |

Tabla 5.9 Cargas axiales para las columnas

Como la armadura en columnas es simétrica el diagrama momento-curvatura para estas se calculó sólo para un sentido. La figura 5.13 muestra el diagrama momento-curvatura para la columna interior del primer piso correspondiente a una deformación máxima en el concreto de 1%.

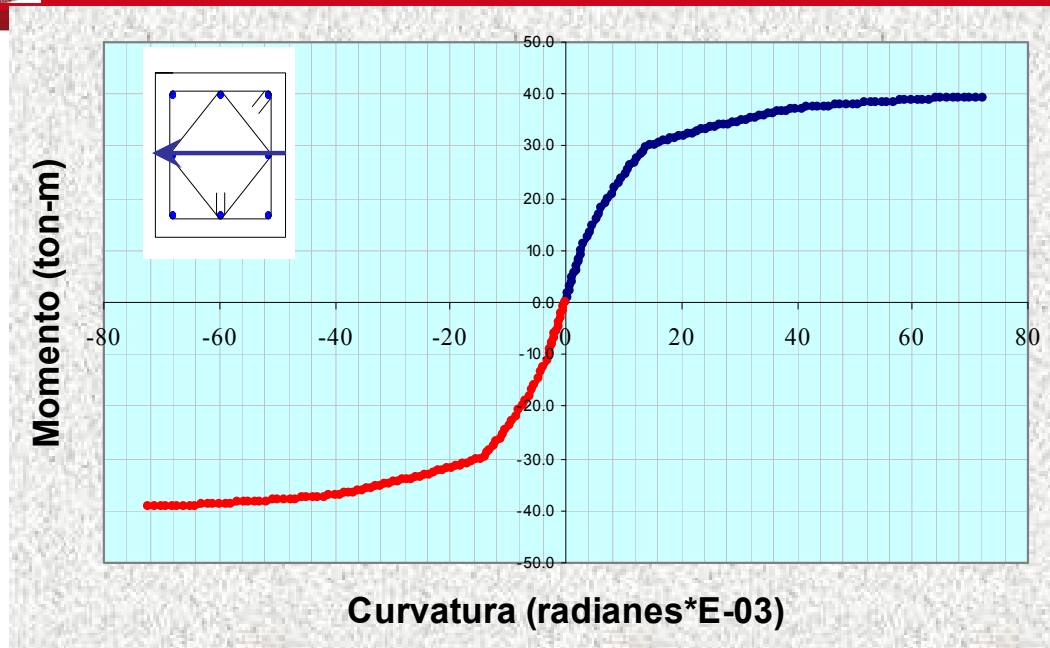


Figura 5.13 Diagrama momento-curvatura de columna interior del primer piso

Los diagramas momento-giro se obtuvieron multiplicando los diagramas momento-curvatura por la longitud equivalente de rótula igual a 0.50 del peralte del elemento [REFERENCIA 15]. Para las vigas se obtuvo un factor de $0.45 * 0.5 = 0.25$ m y para columnas de $0.5 * 0.45 = 0.25$ m.

Finalmente los diagramas momento giro se deben aproximar por trazos rectos y es necesario incluir el comportamiento luego que se alcanza la resistencia máxima con el fin de usar programas de computación disponibles (programa SAP 2000). Luego del punto de momento máximo se usó un tramo de caída vertical hasta el 40 % del momento máximo (Punto D) seguido de un tramo horizontal con un desplazamiento adicional igual al 10 % del desplazamiento asociado al momento máximo (Punto E). La figura 5.14 muestra la idealización de la curva momento-giro.

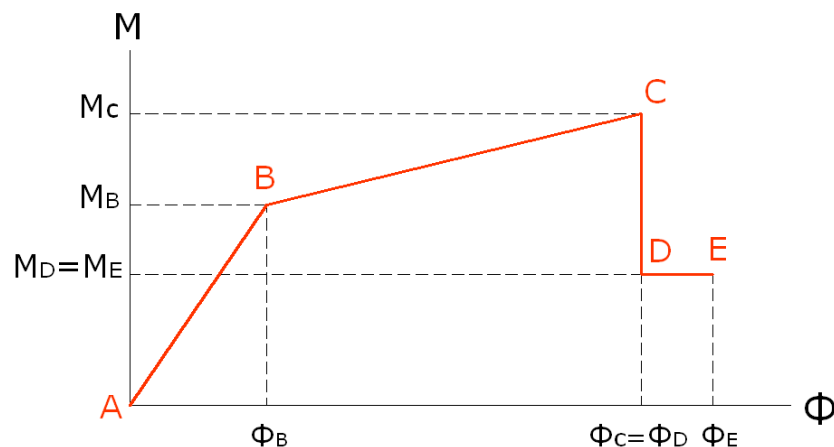


Figura 5.14 Idealización del diagrama momento-giro

Una descripción sencilla de una rótula se logra indicando las coordenadas del punto B (giro y momento de fluencia (Φ_y , M_y)) y expresando los demás puntos mediante factores de sobrerresistencia y ductilidad respecto al punto B. La tabla 5.10 es un ejemplo de una descripción de la rótula de una viga típica.

| PUNTO | MOMENTO | GIRO |
|--------|---------|------------|
| | (ton*m) | (radianes) |
| FE (+) | 6.48 | 0.00148 |
| FE (-) | 16.96 | 0.00214 |

| PUNTO | MOMENTO/FE | GIRO/FE |
|-------|------------|---------|
| -E | -0.55 | -14.39 |
| -D | -0.55 | -13.08 |
| -C | -1.37 | -13.08 |
| -B | -1.00 | -1.00 |
| A | 0.00 | 0.00 |
| B | 1.00 | 1.00 |
| C | 1.59 | 18.68 |
| D | 0.63 | 18.68 |
| E | 0.63 | 20.54 |

Tabla 5.10 Descripción de una rótula de una viga interior en la dirección X de un piso típico

En la figura 5.15 se muestra el diagrama Momento-Giro simplificado para los extremos de una viga interior de azotea en la dirección Y, correspondiente a una deformación máxima de 1% en el concreto.

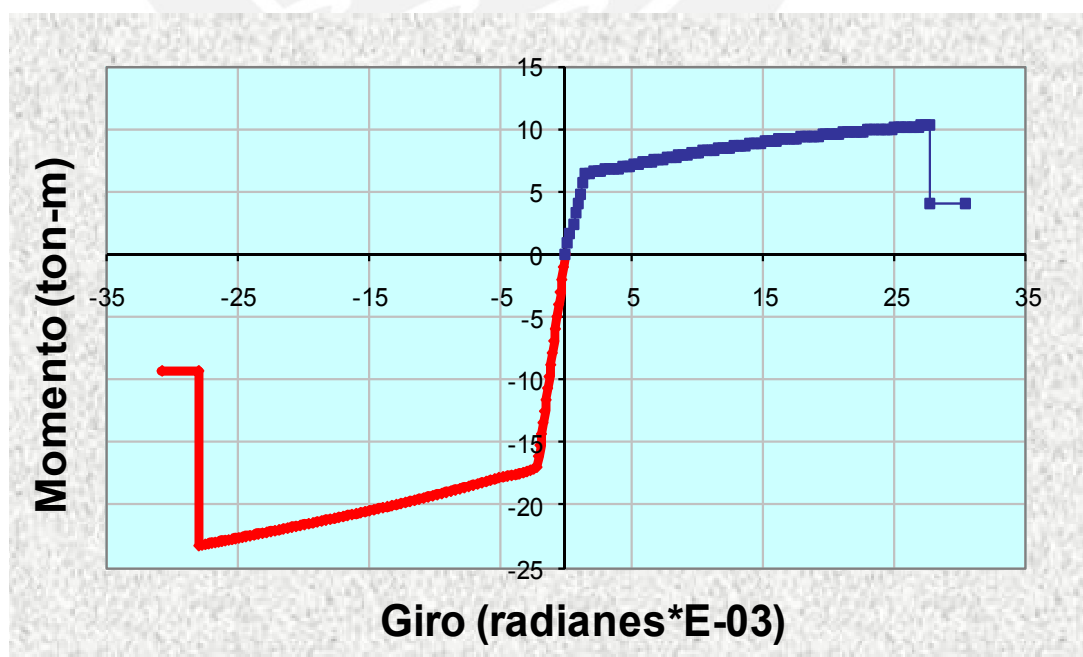


Figura 5.15 Diagrama momento-giro de una viga

La figura 5.16 corresponde a la columna interior del primer piso para una deformación máxima de 1% en el concreto.

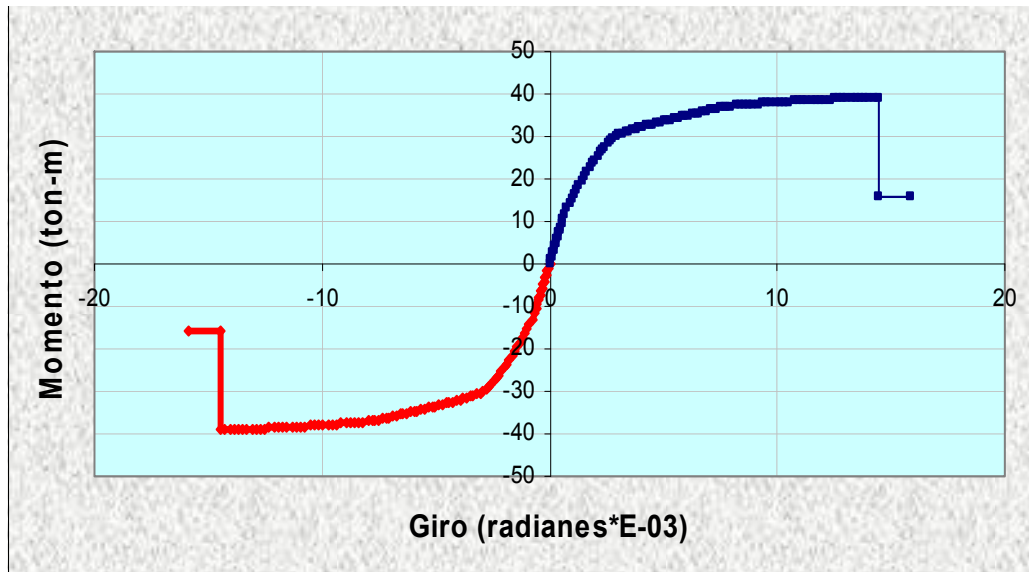


Figura 5.16 Diagramas momento-giro de una columna

La tabla 5.11 presenta las sobrerresistencias y ductilidades calculadas respecto a la fluencia efectiva de vigas y columnas en las diferentes rótulas asignadas en el modelo de la estructura. Los valores mostrados corresponden a un modelo que considera una deformación máxima de 1% en el concreto.

| SOBRERRESISTENCIAS Y DUCTILIDADES DE CURVATURA | | | | | | | | |
|--|-------------|--------------|------------|------|--------------|------------|------|-------|
| Nivel | Rotula | POSITIVO (B) | | | NEGATIVO (A) | | | |
| | | SR (C/B) | SR (Mu/My) | U | SR (C/B) | SR (Mu/My) | U | |
| Vigas | Azotea | VINPEAZ | 1.63 | 1.56 | 24.11 | 1.63 | 0.86 | 24.11 |
| | Piso Tipico | VINTIP | 1.59 | 1.42 | 18.68 | 1.37 | 1.01 | 13.08 |
| | | VPETIP | 1.58 | 1.16 | 16.09 | 1.40 | 1.03 | 13.69 |
| Columnas | Superior | CINT3 | 1.24 | 3.02 | 5.50 | 1.24 | 2.27 | 5.50 |
| | | CLAT3 | 1.32 | 2.53 | 7.64 | 1.32 | 2.21 | 7.64 |
| | | CESQ3 | 1.41 | 2.03 | 9.55 | 1.41 | 2.04 | 9.55 |
| | Inferior | CINT1 | 1.30 | 2.27 | 4.68 | 1.30 | 1.35 | 4.68 |
| | | CLAT1 | 1.26 | 1.86 | 5.23 | 1.26 | 1.41 | 5.23 |
| | | CESQ1 | 1.35 | 1.56 | 7.66 | 1.35 | 1.32 | 7.66 |

Tabla 5.11 Sobrerresistencias y ductilidades de los elementos de la estructura.

Mu = Momento máximo y U = Ductilidad

5.4.1 Modelo del conjunto

En el modelo del edificio se emplearon rótulas en los extremos de todas las vigas y columnas. No se añadió una tercera rótula en la parte central de los elementos, sobretodo en las vigas. La figura 5.17 muestra el modelo desarrollado en SAP2000.

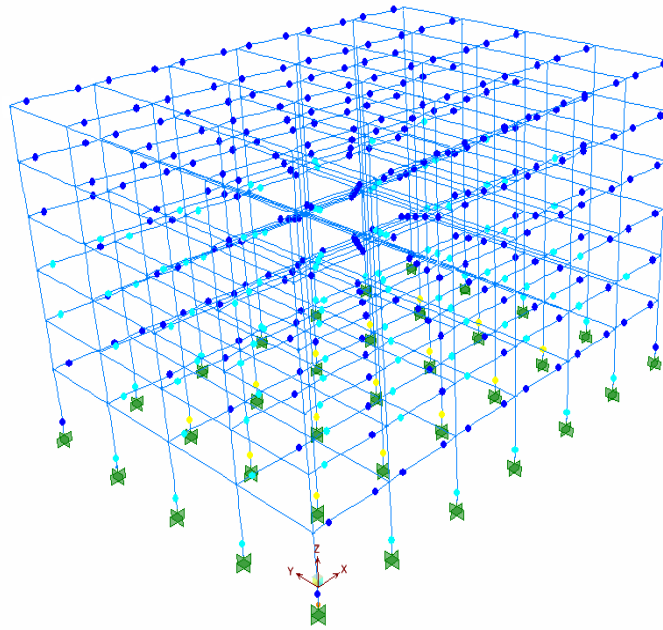


Figura 5.17 Modelo con rótulas para el análisis incremental

La tabla 5.12 muestra algunos datos generales del modelo desarrollado.

| | NUMERO DE ELEMENTOS | NUMERO DE ROTULAS |
|----------|---------------------|-------------------|
| COLUMNAS | 35 | 70 |
| VIGAS | 58 | 116 |
| TOTAL | 93 | 186 |

Tabla 5.12 Número de elementos y rótulas para el modelo estructural

5.4.2 Resultados del análisis de desplazamiento incremental

El patrón de desplazamientos estuvo condicionado a la forma del modo más representativo de cada dirección. Estos fueron el modo 1 para la dirección X y el modo 2 para la dirección Y.

El centro de gravedad de la azotea se usó como punto para el control de desplazamientos. El análisis de desplazamientos incrementales se detuvo cuando se alcanzó la rotura de la primera rótula.

- Curva de capacidad y puntos de interés

La figura 5.18 muestra la curva de capacidad del edificio para la dirección transversal (X-X), considerando 1% como deformación máxima del concreto.

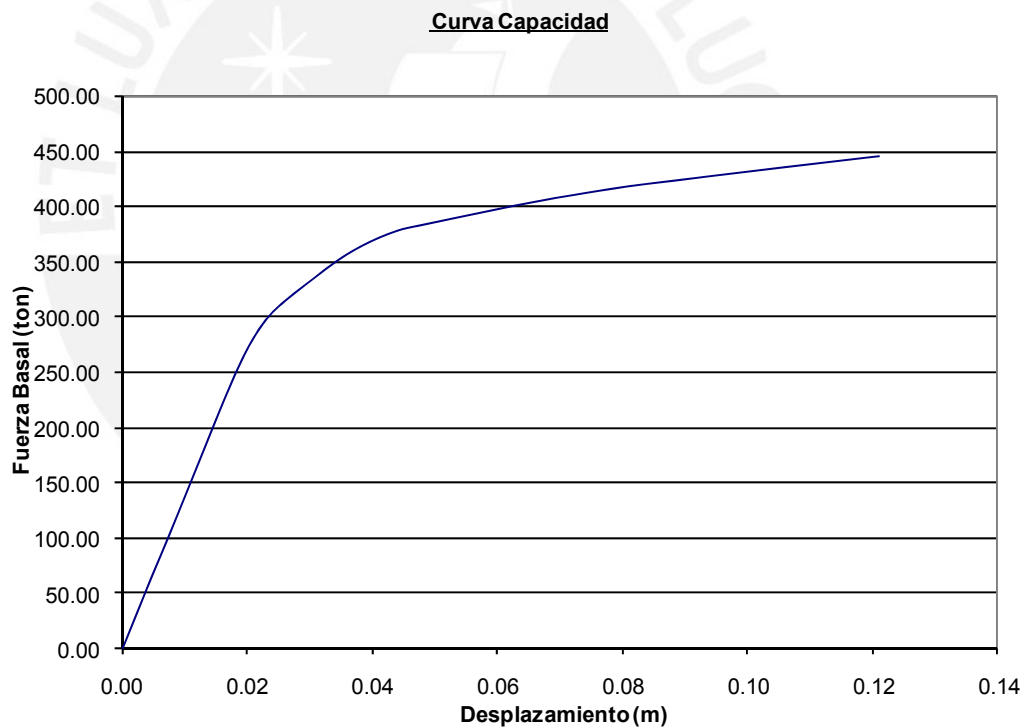


Figura 5.18 Curva de capacidad para la dirección transversal X-X

La tabla 5.13 presenta los puntos de interés obtenidos para cada dirección y para una deformación máxima del concreto de 1%.

| FZAS. CORTANTES Y DESPLAZAMIENTOS | | | |
|--|---------------------------|----------------|---------------|
| DIRECCION | PUNTOS IMPORTANTES | V (Ton) | Δ (cm) |
| XX | Diseño | 172 | 1.3 |
| | 1ra Rotula | 144 | 1 |
| | Fluencia Efectiva | 327 | 3.23 |
| | Colapso | 464 | 12.1 |
| YY | Diseño | 183 | 1.1 |
| | 1ra Rotula | 217 | 1.4 |
| | Fluencia Efectiva | 388 | 3.3 |
| | Colapso | 518 | 15.2 |

Tabla 5.13 Fuerzas cortantes y desplazamientos del análisis incremental

- Sobrerresistencia y ductilidad

En base a los puntos de interés, se calcularon los cocientes de sobrerresistencia mostrados en la tabla 5.14, correspondientes a una deformación máxima de 1% en el concreto.

| SOBRERRESISTENCIAS | | | |
|---------------------------------|------------------|-----------|-----------|
| | PROPIEDAD | XX | YY |
| Relacion del "V" de diseño | SR1ROT/D | 0.8 | 0.8 |
| | SRFE/D | 1.9 | 2.5 |
| | SRCOL/D | 2.7 | 9.3 |
| Relacion del V de la 1ra Rotula | SRFE/1ROT | 2.3 | 3.2 |
| | SRCOL/1ROT | 3.2 | 12.1 |

Tabla 5.14 Índices de sobrerresistencia

Luego se calcularon los cocientes de ductilidad estructural y se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla 5.15 para una deformación máxima del concreto de 1%.

| DUCTILIDADES | | |
|---------------------|-----------|-----------|
| PROPIEDAD | XX | YY |
| U COL/ROT | 12.1 | 10.9 |
| U COL/FE | 3.7 | 4.6 |

Tabla 5.15 Ductilidades

La tabla 5.16 presenta los valores de fuerza y desplazamiento asociadas a las derivas de 5 ‰, 7 ‰ y 10 ‰, para ambas direcciones y para una deformación máxima en el concreto de 1%.

| $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ | | | |
|---|--------------------------|----------------|---------------------------------|
| Dirección | Deriva 0 / 00 | V (Ton) | Δ (cm) |
| XX | 5 | 354 | 6 |
| | 7 | 364 | 8 |
| | 10 | 376 | 12 |
| YY | 5 | 412 | 7 |
| | 7 | 428 | 8 |
| | 10 | 453 | 9 |

Tabla 5.16 Fuerzas cortantes y desplazamiento para las derivas

La figura 5.19 muestra la curva de capacidad para la dirección transversal Y-Y en el modelo con 1% de deformación máxima del concreto, resaltando los puntos correspondientes a las derivas totales de 5 ‰, 7 ‰ y 10 ‰. Se muestran además los niveles de desplazamientos asociados a los niveles de desempeño.

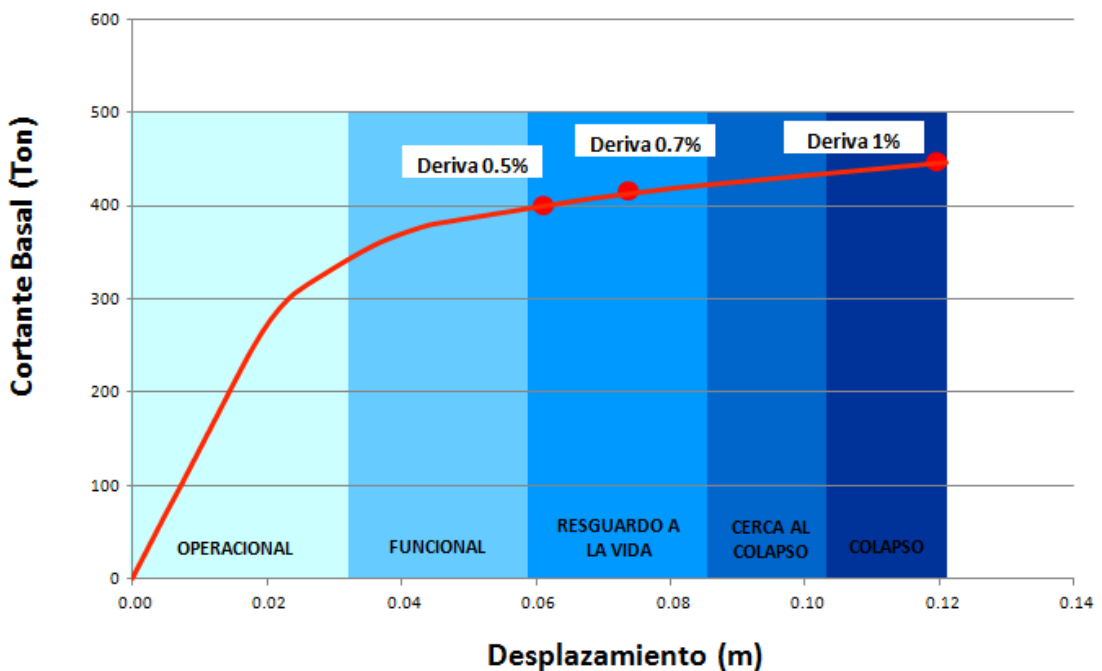


Figura 5.19 Derivas para la dirección transversal X-X

5.5 Representación del peligro sísmico.

En la evaluación del desempeño del edificio en estudio, el peligro se representa por espectros de demanda para cada uno de los niveles de sismicidad. Para construir estos espectros de demanda es necesario identificar primero la aceleración máxima en cada nivel de peligro. De acuerdo a los estudios de peligro esta aceleración en roca sería la mostrada en la tabla 5.17.

| SISMO DE DISEÑO | | ACELERACION ASOCIADA PARA LA COSTA DEL PERU (G) |
|--------------------|----|---|
| Sismos Frecuentes | SF | 0.2 |
| Sismos Ocasionales | SO | 0.25 |
| Sismos Raros | SR | 0.4 |

Tabla 5.17 Sismos de diseño y su aceleración asociada

Para la construcción de los espectros de demanda se usaron espectros de aceleración cuya forma se tomó de la propuesta del International Building Code IBC [REFERENCIA 10] (figura 5.20), la misma que corresponde a terremotos de subducción.

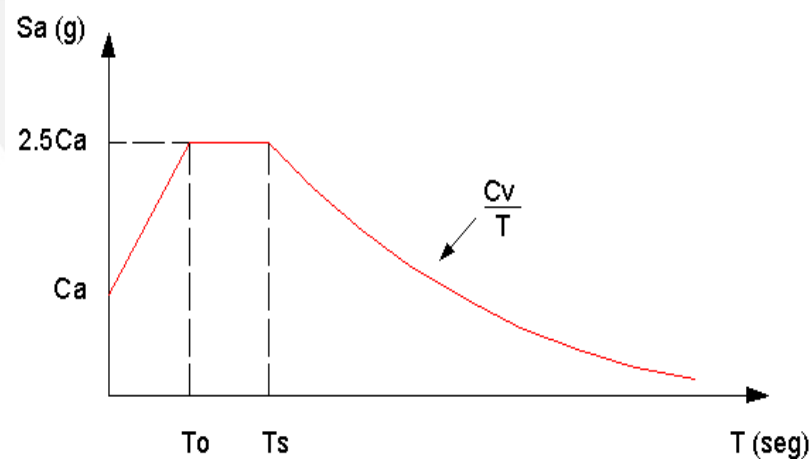


Figura 5.20 Espectro del IBC

En el espectro esquemático del IBC [REFERENCIA 10], los términos independientes son C_a y C_v y los periodos singulares (T_o y T_s), los cuales satisfacen las siguientes relaciones:

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} \qquad T_o = 0.2T_s$$

El espectro base de la Norma Peruana [REFERENCIA 2] corresponde a un evento de 500 años de periodo de retorno que para la costa peruana y en suelo bueno tiene una aceleración pico asociada de 0.4g. El factor de amplificación de la Norma Peruana [SENCICO, 2003] es 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 segundos. La figura 5.21 muestra el espectro elástico de la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente.

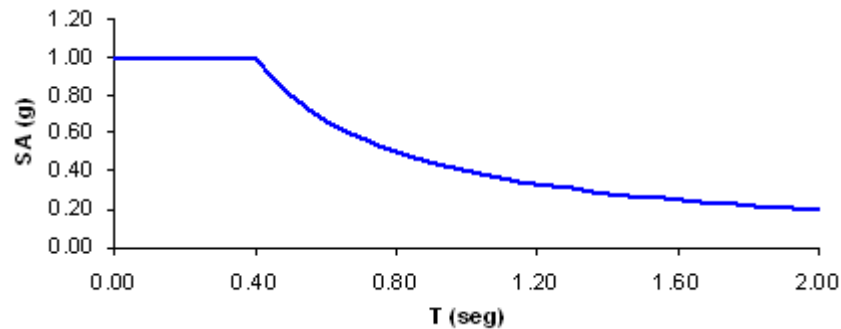


Figura 5.21 Espectro elástico de la Norma Peruana

Con el fin de representar este espectro en base al esquema del IBC, se hace necesario determinar los valores C_a y C_v empleando relaciones directas de equivalencia. Se encontró que $C_a = 0.4$ y $C_v = 0.4$. La figura 5.22 muestra el espectro obtenido empleando el esquema IBC [REFERENCIA 10]

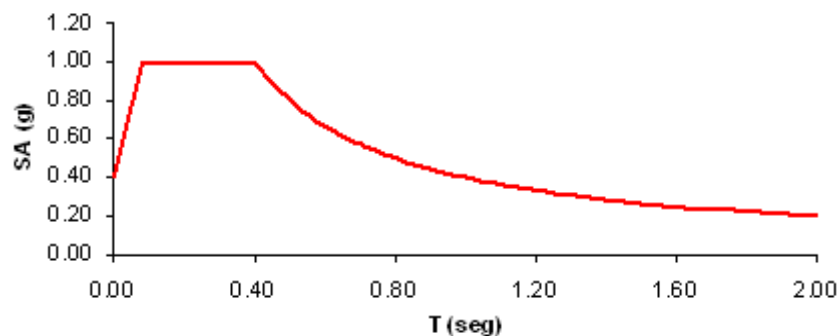


Figura 5.22 Espectro del IBC para sismo raro

Como se aprecia ambos espectros son coincidentes salvo en la zona de periodos muy cortos en la cual el espectro de la Norma Peruana [REFERENCIA 2] no refleja la tendencia hacia la aceleración pico del suelo.

La tabla 5.19 presenta los valores de C_a y C_v encontrados para cada uno de los sismos.

| SISMO DE DISEÑO | | ACELERACION ASOCIADA PARA LA COSTA DEL PERU (G) | Cv | Ca |
|--------------------|----|---|------|------|
| Sismos Frecuentes | SF | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Sismos Ocasionales | SO | 0.25 | 0.25 | 0.25 |
| Sismos Raros | SR | 0.4 | 0.4 | 0.4 |

Tabla 5.19 Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta del UBC
Finalmente, se obtuvieron los espectros de aceleración para los 3 niveles de sismicidad como muestra la figura 5.23 y luego de los espectros de demanda que se muestran en la figura 5.24.

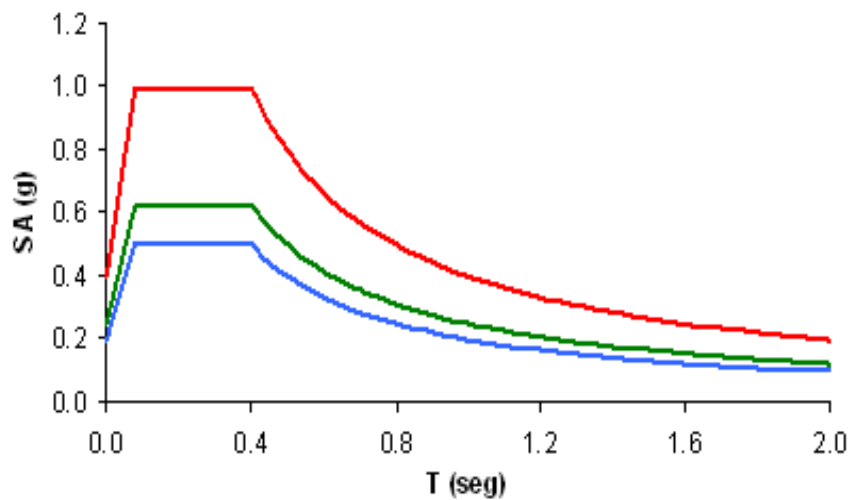


Figura 5.23 Espectros de aceleración para 3 niveles de sismicidad

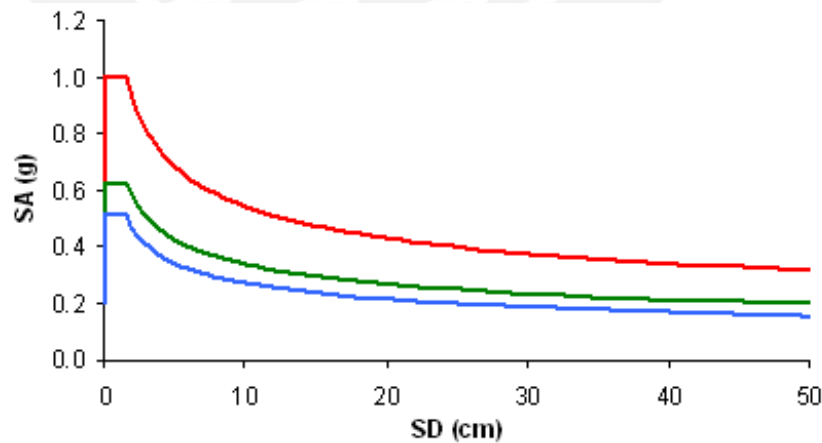


Figura 5.24 Espectros de demanda para 3 niveles de sismicidad

5.6 Respuesta del edificio ante 2 niveles de demanda

Para nuestro caso de estudio, se analizó la respuesta del edificio ante dos niveles de peligro, (SF, SR) y se obtuvieron los puntos de demanda mostrados en la tabla 5.20, correspondientes al 1% de deformación máxima del concreto.

| $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ | | | |
|-------------------------|-------|---------|---------------|
| | SISMO | V (Ton) | Δ (cm) |
| XX | SF | 336 | 6 |
| | SR | 372 | 16 |
| YY | SF | 332 | 6 |
| | SR | 386 | 16 |

Tabla 5.20 Puntos de demanda

La figura 5.25 muestra la curva de capacidad por etapas para Y-Y según la recomendación del SEAOC [REFERENCIA 20,21] correspondiente a 1% de deformación máxima del concreto. En la figura se indican los puntos de demanda obtenidos para los tres niveles de amenaza sísmica.

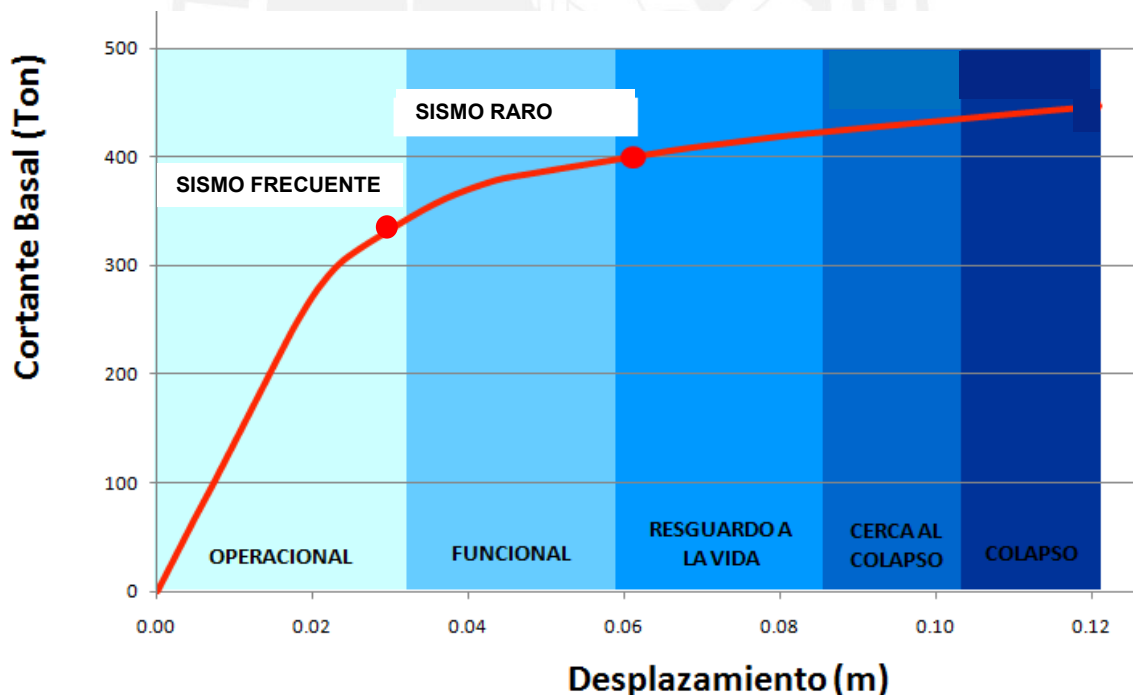


Figura 5.25 Curva de capacidad y puntos de demanda sísmica en X-X

La tabla 5.21 presenta las demandas de ductilidad de los sismos de diseño para la estructura y los elementos más esforzados, correspondientes al 1% de deformación

máxima del concreto. Se consideran como elementos más esforzados aquellos que primero llegan o están más cerca del colapso en el análisis incremental.

Tabla 5.21 Ductilidades demandadas respecto a la fluencia efectiva

| Dirección | Elemento | Ductilidad demandada respecto a la fluencia efectiva | | | | |
|-----------|------------|--|----------|-----------|------------------------|------|
| | | Derivas | | | Comportamiento sísmico | |
| | | 5/1000 | 7 / 1000 | 10 / 1000 | SF | SR |
| XX | Estructura | 1.76 | 2.46 | 3.51 | 1.12 | 3.10 |
| | Columna | 0.80 | 1.44 | 2.72 | - | 2.17 |
| | Viga | 3.09 | 4.19 | 6.46 | 1.95 | 5.49 |
| YY | Estructura | 1.35 | 1.90 | 2.71 | 0.86 | 2.35 |
| | Columna | 0.60 | 1.43 | 2.67 | - | 1.99 |
| | Viga | 2.51 | 3.80 | 5.74 | 1.62 | 4.68 |

Tabla 5.22 Ductilidades demandadas respecto a la primera rótula

| Dirección | Elemento | Ductilidad demandada respecto a la primera rótula | | | | |
|-----------|------------|---|----------|-----------|------------------------|------|
| | | Derivas | | | Comportamiento sísmico | |
| | | 5/1000 | 7 / 1000 | 10 / 1000 | SF | SR |
| XX | Estructura | 4.59 | 6.44 | 9.19 | 2.95 | 8.12 |
| | Columna | 0.80 | 1.44 | 2.72 | - | 2.17 |
| | Viga | 3.09 | 4.19 | 6.46 | 1.95 | 5.49 |
| YY | Estructura | 4.64 | 6.50 | 9.28 | 2.93 | 8.06 |
| | Columna | 0.60 | 1.43 | 2.67 | - | 1.99 |
| | Viga | 2.51 | 3.80 | 5.74 | 1.62 | 4.68 |

5.7 Calificación del desempeño

Observando los resultados obtenidos en ambas direcciones y su comportamiento sísmico, utilizando los criterios de recomendación del SEAOC [REFERENCIA 20,21] para la evaluación del desempeño, podemos concluir que para un sismo frecuente, el edificio se encontraría en un estado funcional, que satisface la respuesta sísmica según el tipo de edificación en el que nos encontramos.

Para el caso de los sismos raros, El edificio tendría daños considerables como podemos apreciar en la tabla 5.23

| DIRECCION X-X | | Operacional | Funcional | Resguardo de la vida | Cerca al colapso |
|------------------|-----------------|-------------|-----------|----------------------|------------------|
| Nivel de Demanda | Sismo Frecuente | | | | |
| | Sismo Raro | | | | |

Tabla 5.23 Matriz de desempeño sísmico de un edificio aporticado de concreto armado de 5 pisos en la costa peruana dirección X-X

| DIRECCION Y -Y | | Operacional | Funcional | Resguardo de la vida | Cerca al colapso |
|------------------|-----------------|-------------|-----------|----------------------|------------------|
| Nivel de Demanda | Sismo Frecuente | | | | |
| | Sismo Raro | | | | |

Tabla 5.24 Matriz de desempeño sísmico de un edificio aporticado de concreto armado de 5 pisos en la costa peruana dirección Y-Y

CAPITULO 6

DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE BAJA ALTURA**6.1 Organización del trabajo**

Para el análisis, nos separamos en 3 grupos y cada uno diseño un edificio aporticado. Los edificios tienen 3, 5, y 7 pisos considerando las exigencias de las normas peruanas vigentes.

Los 3 edificios se consideraron iguales en su ubicación, uso y suelo de cimentación, así como en su forma estructural y distribución de elementos. La tabla 6.1 y la figura 6.1 muestran las características comunes a los 3 edificios.

| USO | CARACTERÍSTICAS |
|----------------------------------|---|
| Ubicación | Costa Peruana, $Z = 0.4$ |
| Suelo | Suelo bueno $S = 1$ y $T_p = 0.4$ |
| Altura de entrepiso | 3.5m para el 1er. nivel y 2.7m para el resto |
| Forma en planta | Planta rectangular con 4 x 6 paños |
| Distancia entre ejes de columnas | 5.5m en cada dirección |
| Vigas | 25 x 50cm |
| Columnas | Cuadradas (lado diferente según la altura) |
| Sistema de techado | Losa maciza de 15cm |
| Piso terminado | 100 kg/m ² uniformemente distribuida |
| Tabiquería | 100 kg/m ² uniformemente distribuida |
| Sobrecarga | 200 kg/m ² uniformemente distribuida |

Tabla 6.1 Características comunes en el trabajo grupal

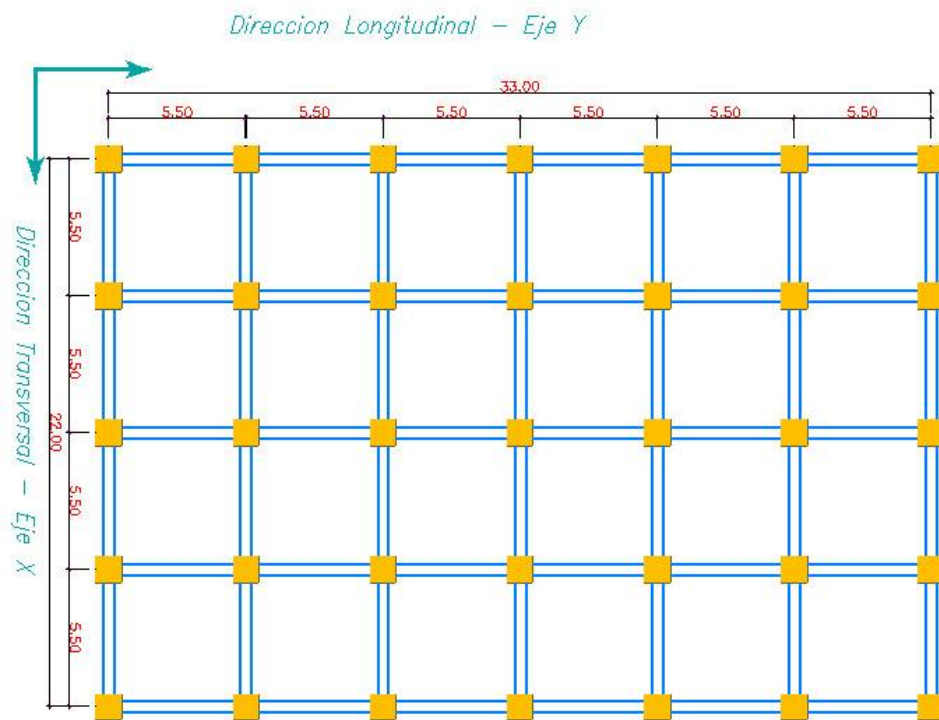


Figura 6.1 Planta común para los 3 edificios

Las diferencias entre los 3 edificios fueron dos: el número de pisos y el tamaño de las columnas. El tamaño de las columnas se obtuvo reduciendo las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor ligeramente mayor que el permitido por el código vigente.

6.2 Demandas de rigidez de la norma peruana del 2003

Las demandas de rigidez se materializan en las normas mediante límites que se imponen a los desplazamientos laterales. Algunas normas establecen límites para los desplazamientos elásticos que se obtienen de las solicitaciones sísmicas reducidas; otros códigos como el peruano fijan los límites para los desplazamientos máximos esperados en régimen inelástico ante un evento severo [SENCICO, 2003].

Las exigencias de rigidez dependen tanto de los límites para las derivas como de los procedimientos para calcular los desplazamientos laterales. A continuación se resumen las indicaciones del código peruano al respecto.

6.2.1 Cálculo de desplazamientos laterales según la norma peruana

- Modelo y desplazamientos para solicitaciones reducidas

El código de diseño sismorresistente permite calcular desplazamientos empleando el modelo elástico junto a solicitaciones que se han reducido por consideraciones de ductilidad y sobrerresistencia.

Para calcular las derivas de entrepiso existen dos procedimientos: el método estático y el método dinámico.

En el método estático los desplazamientos se obtienen como la respuesta elástica del edificio a un sistema de fuerzas estáticas reducidas.

En el método dinámico de la NTE-E.030 [REFERENCIA 2] los desplazamientos se obtienen usando procedimientos de superposición espectral. El espectro de análisis reducido se expresa por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

La respuesta máxima elástica esperada se obtiene por superposición modal usando los modos más representativos en cada dirección.

- Cálculo de los desplazamientos máximos esperados

Los desplazamientos máximos esperados en régimen inelástico se obtienen amplificando los desplazamientos máximos elásticos por el factor $0.75R$.

En el análisis elástico las solicitaciones se reducen por el factor R y al obtener los desplazamientos inelásticos se multiplican por el factor $0.75R$, por tanto para el código peruano. [REFERENCIA 2] los desplazamientos máximos esperados no dependen del valor del coeficiente de reducción R .

6.2.2 Desplazamiento lateral permisible con una deriva máxima de 1%

Según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente para estructuras de concreto armado, el desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura del entrepiso debe ser como máximo 0.007 ($\Delta / h_e \leq 0.007$). Para nuestro estudio, la deriva máxima a considerarse es de 1% . ($\Delta / h_e \leq 0.01$). Este límite debe cumplirse en todos los niveles del sistema estructural de cada entrepiso.

6.2.3 Dimensiones de columnas requeridas para controlar la deriva

Para cada altura de edificio (3, 5, ó 7 pisos), se propusieron diferentes valores para la dimensión de la sección transversal de las columnas (L), se obtuvieron las derivas correspondientes y luego se construyeron curvas *Deriva vs Dimensión (L)*. Luego para cada edificio en base a estas curvas se determinó el valor mínimo del lado de columna (L_{min}) que logra como máximo una deriva de entrepiso de 0.010 en ambas direcciones. (Figura 6.2)

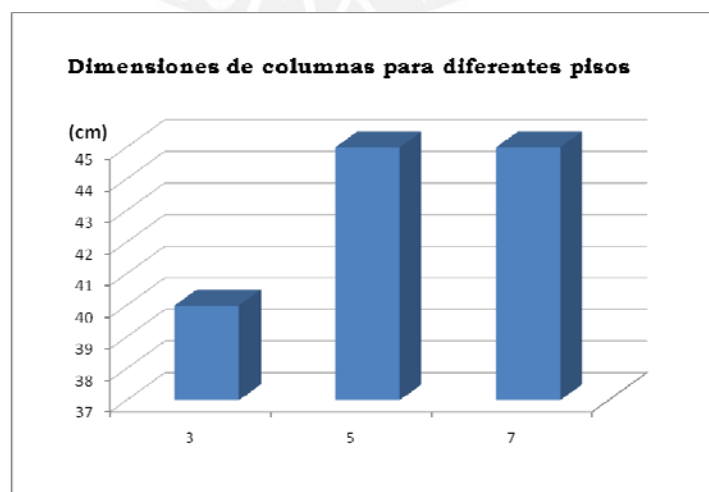


Figura 6.2 Dimensión de columnas (L) vs. Número de Pisos (N° Pisos)

En el caso del edificio de 5 pisos, la dimensión de columna necesaria era 41cm, pero como se redondearon las dimensiones cada 5cm, se utilizó una columna de 45cm, similar al caso del edificio de 7 pisos, que si requería 45cm de dimensión.

Usando las dimensiones de columna mostradas se completó el análisis estructural y se procedió al diseño en concreto armado siguiendo las exigencias de la norma vigente NTE-E.060 [REFERENCIA 18]

6.3 Ductilidad y sobrerresistencia global

La tabla 6.2 muestra los puntos de interés de las curvas de capacidad de los 3 edificios estudiados para una deformación máxima del concreto de 1%.

En la tabla se indica el desplazamiento en la azotea (D) y la fuerza cortante en la base (V)

| Dirección | N Pisos | Puntos Notables | | | | | | | |
|-----------|---------|-----------------|---------|-------------|---------|-------------------|---------|---------|---------|
| | | Diseño | | 1ra. Rotula | | Fluencia Efectiva | | Colapso | |
| | | D (cm.) | V (ton) | D (cm.) | V (ton) | D (cm.) | V (ton) | D (cm.) | V (ton) |
| X-X | 3 | 1.18 | 124.32 | 1.78 | 187.05 | 3.53 | 275.64 | 13.61 | 364.69 |
| | 5 | 1.3 | 172 | 1 | 144 | 3.23 | 327 | 12.1 | 464 |
| | 7 | 1.85 | 193.9 | 1.99 | 195.2 | 5.21 | 346.03 | 21.2 | 403.7 |
| Y-Y | 3 | 1.15 | 126.8 | 1.77 | 194.84 | 3.48 | 283.22 | 13.16 | 371.51 |
| | 5 | 1.1 | 183 | 1.4 | 217 | 3.3 | 388 | 15.2 | 518 |
| | 7 | 1.79 | 199.3 | 1.97 | 209.7 | 6.74 | 358.86 | 26.6 | 449 |

Tabla 6.2 Puntos de interés de edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos para una deformación máxima del concreto de 1%.

Con los datos de desplazamientos presentados en la tabla 6.2 se hallaron los índices de ductilidad, que indica la capacidad disponible para continuar deformándose, y los valores son respecto a la **Fluencia Efectiva** y a la **Primera Rótula**, los cuales se muestran en la figura 6.3.

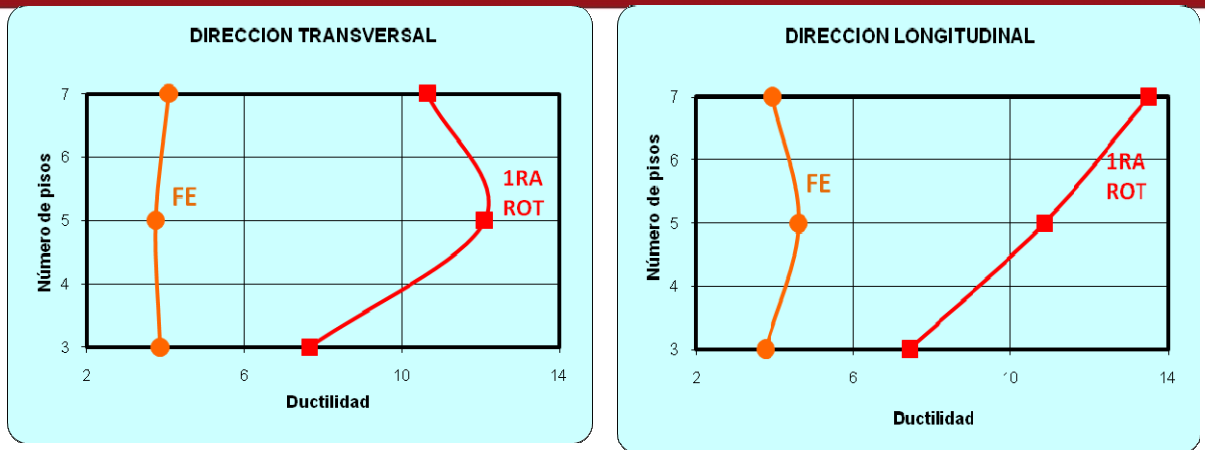


Figura 6.3 Ductilidades en edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos

para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

Para estimar la sobrerresistencia se efectuaron cocientes con las fuerzas cortantes de los puntos notables presentados en la tabla 6.2 y cuyos resultados se muestran en las figuras 6.4, 6.5 y 6.6.

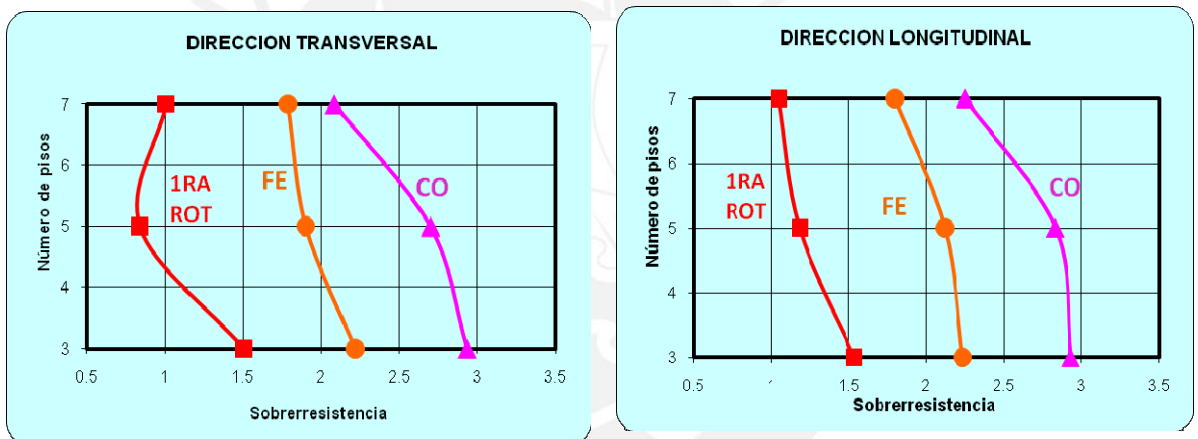


Figura 6.4 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos

respecto a la **cortante de diseño** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

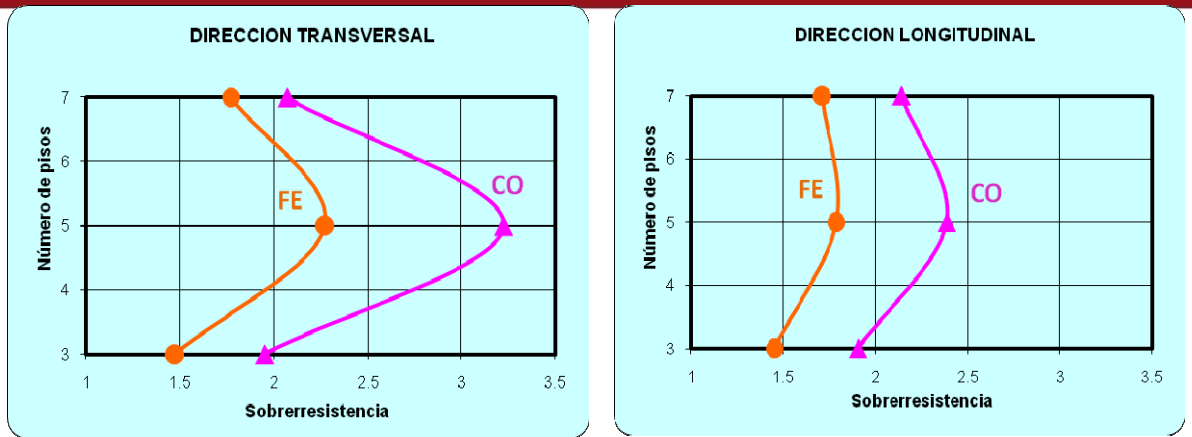


Figura 6.5 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos respecto a la **primera rotula** para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

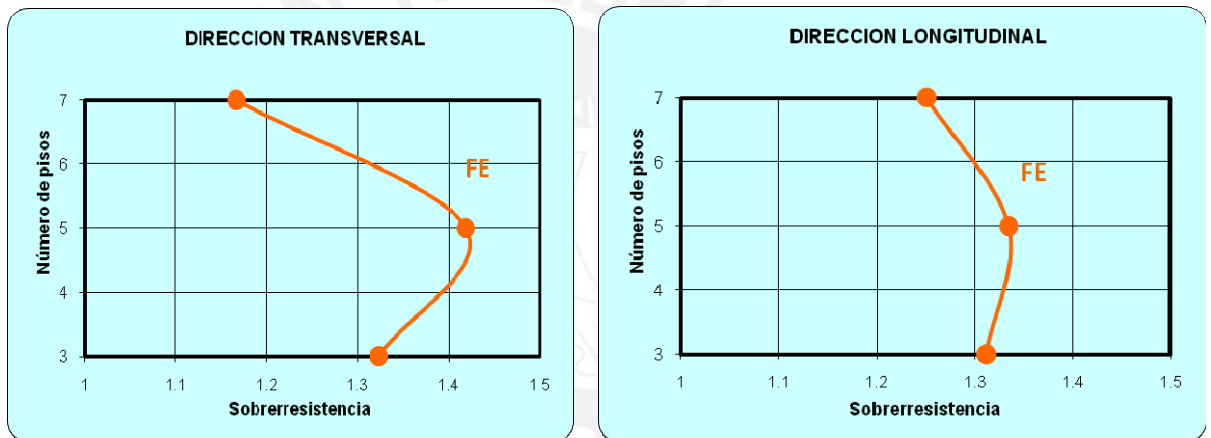


Figura 6.6 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos respecto a la **fluencia efectiva** para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

En la figura 6.7 se muestran los valores de desplazamiento y fuerza cortante asociados a las derivas totales (desplazamiento de azotea / altura de edificio) de 5 ‰, 7 ‰ y 10 ‰ ; para ambas direcciones y para una deformación máxima en el concreto de 1%.

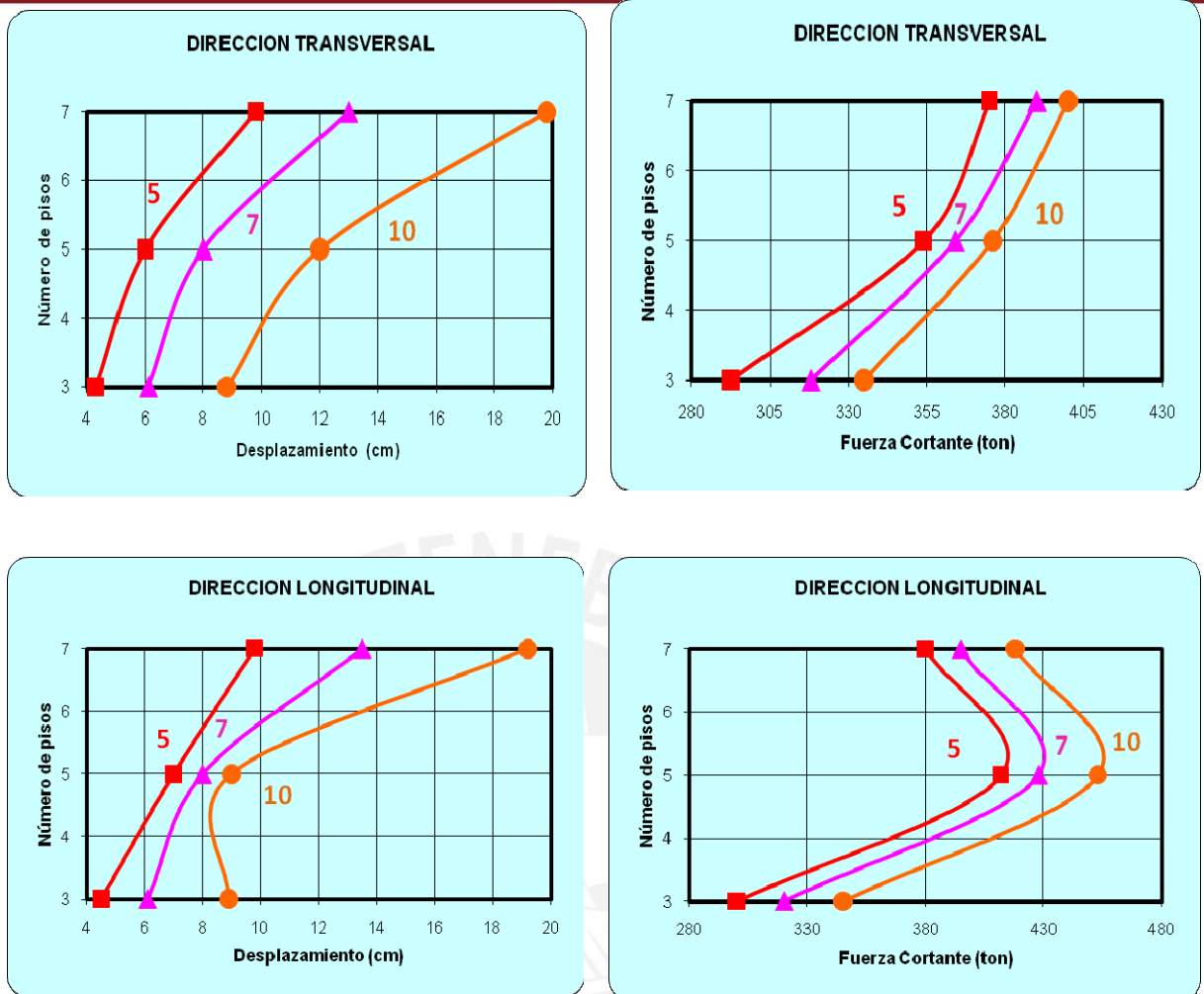


Figura 6.7 Desplazamiento y cortante basal en derivas 5,7 y 10⁰/₁₀₀ ($\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$)

Las ductilidades globales asociadas a las derivas indicadas (5⁰/₁₀₀, 7⁰/₁₀₀ y 10⁰/₁₀₀) se muestran en la figura 6.8, calculadas respecto al desplazamiento asociado al punto de fluencia efectiva y para un valor de deformación máxima del concreto de 1%.

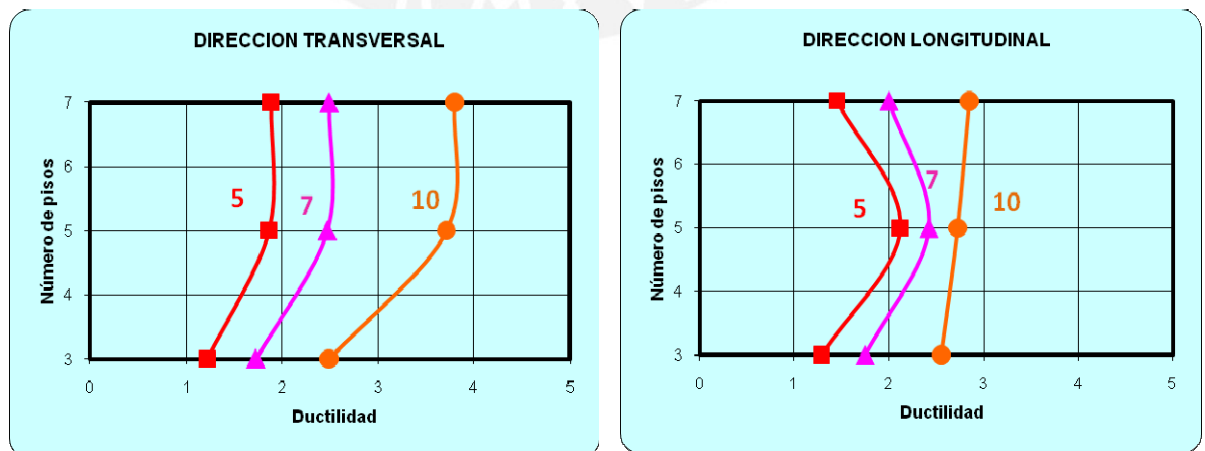


Figura 6.8 Ductilidades respecto a la fluencia efectiva para derivas de 5, 7 y 10⁰/₁₀₀ para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

6.4 Desempeño de edificios aporticados ante los sismos de demanda

La figura 6.9 muestra los valores de desplazamiento y fuerza cortante asociados a los puntos de demanda de los sismos de diseño, en las dos direcciones y para la deformación máxima del concreto de 1 %.

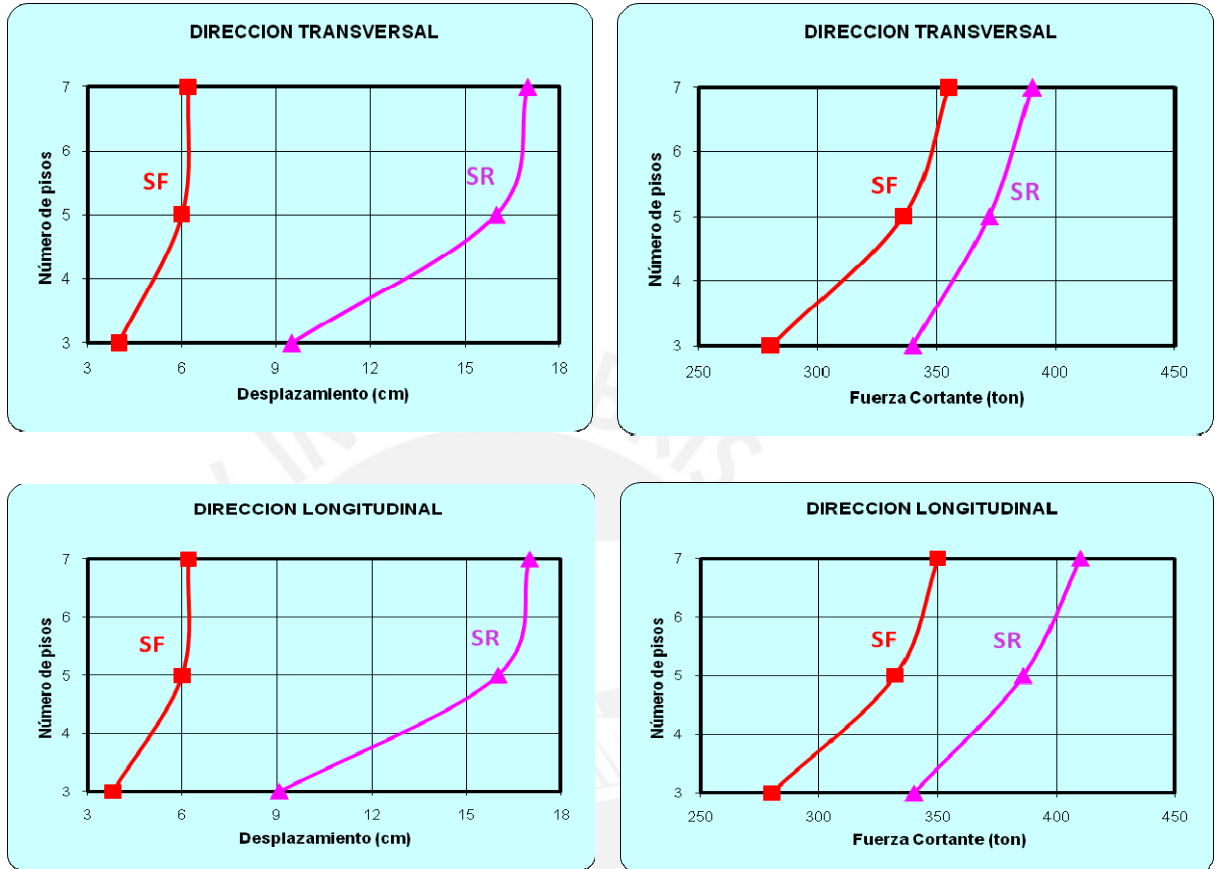


Figura 6.9 Desplazamientos y cortantes basales demandadas por los sismos de diseño para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

La figura 6.10 presenta las ductilidades respecto a la fluencia efectiva demandadas por los tres sismos de diseño en los edificios aporticados peruanos.

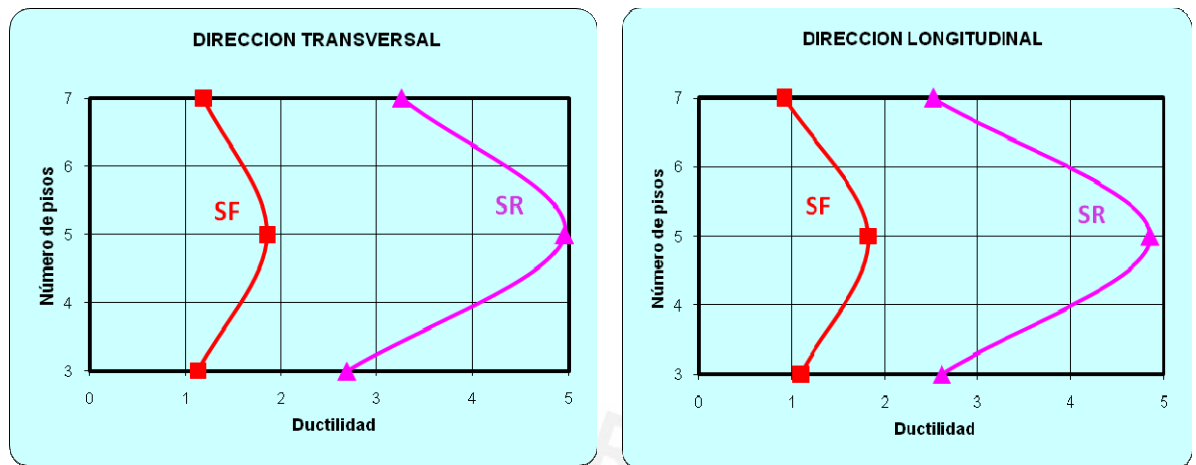


Figura 6.10 Ductilidades demandadas por los sismos de diseño respecto a la **fluencia efectiva** para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

En ambos casos, en la dirección transversal como longitudinal de los edificios, los puntos de demanda de los sismos de diseño caen en la zona funcional de la sectorización establecida por el Comité Visión 2000 del SEAOC [REFERENCIA 8].

Para determinar la incursión en la zona funcional se empleó el cociente porcentual entre el desplazamiento recorrido en la zona funcional respecto al ancho total del rango inelástico de la curva de capacidad.

Los resultados se indican en la tabla 6.3

| DIRECCION | N° PISOS | PORCENTAJE (%) | |
|--------------|----------|----------------|----|
| | | SF | SR |
| Transversal | 3 | 4 | 59 |
| | 5 | 6 | 67 |
| | 7 | 6 | 74 |
| Longitudinal | 3 | 3 | 59 |
| | 5 | 4 | 62 |
| | 7 | 0 | 51 |

Tabla 6.3 Incursión porcentual de los puntos de demanda sísmicos respecto a la zona funcional de la sectorización, para una $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

CAPITULO 7

RESUMEN Y CONCLUSIONES**7.1 Resumen del comportamiento observado en el edificio de 5 pisos****7.1.1 Diseño del edificio de 5 pisos**

El diseño se inicio definiendo la sección transversal de las columnas reduciendo las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor mayor que el permitido por el código vigente. Los resultados del análisis espectral muestran que con columnas de 45x45 cm. se logra reducir la deriva a 9.1 ‰, valor cercano al límite establecido. En ambas direcciones la deriva máxima se produjo en el segundo piso siendo la más crítica la dirección transversal X.

Las columnas tienen áreas transversales que están sobredimensionadas para cargas de gravedad. El esfuerzo normal por cargas de servicio (carga muerta más carga viva completa) en las columnas más cargadas del primer piso fue del orden de los 120 kg /cm².

La armadura longitudinal de las columnas correspondió a criterios de acero mínimo [REFERENCIA 3] En los dos primeros niveles se usó una cuantía de 1.13 %, y en los siguientes 0.95% que es un valor cercano al 1%. Se obtuvieron capacidades a flexocompresión por encima de los requerimientos del código. La figura 7.1 presenta el diseño de columnas obtenido para esta estructura.

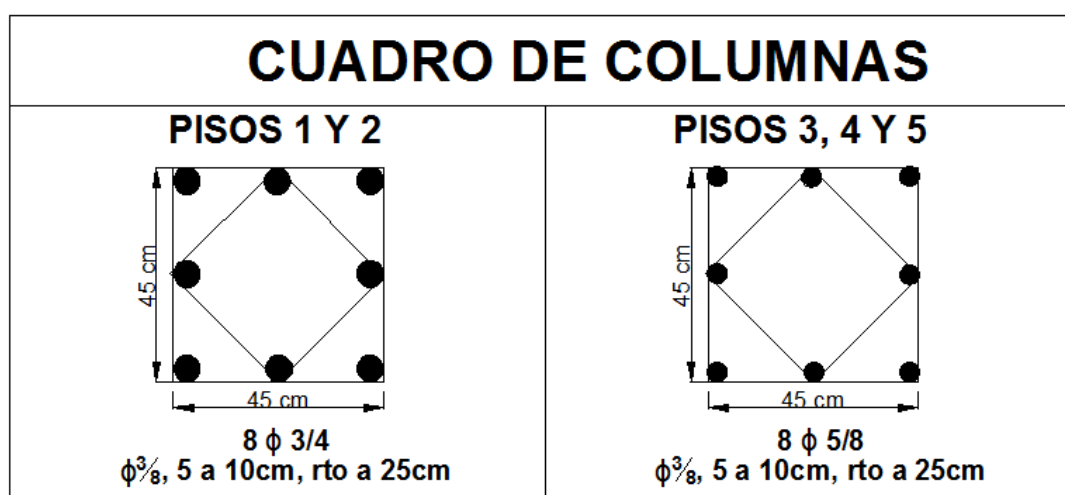


Figura 7.1 Cuadro de columnas

7.1.2 Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales

A manera de ejemplo, la figura 7.3 presenta el diagrama Momento-Giro de una rótula en vigas para momento negativo. Se muestran los puntos de fluencia (Φ_y, M_y) , de capacidad máxima $(\Phi_{m\acute{a}x}, M_{m\acute{a}x})$ y los valores asociados a las demandas del código (Φ_u, M_u) .

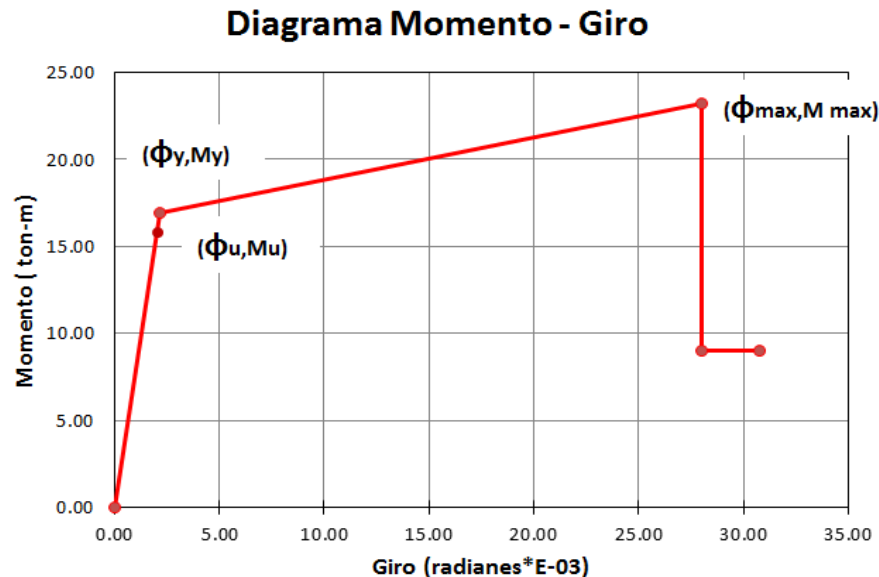


Figura 7.3 Diagrama momento-giro de una viga interior de piso típico

La ductilidad de curvatura media hallada en vigas fue de $\Phi_{m\acute{a}x} / \Phi_y = 13$. Las vigas tuvieron una sobrerresistencia media de momento máximo negativo respecto a momento de fluencia de aproximadamente $M_{m\acute{a}x} / M_y = 1.37$. (Considerando un tipo de acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) Para el cociente entre el momento máximo resistente y la demanda del código se obtuvo un valor medio aproximado de $M_{m\acute{a}x} / M_u = 1.40$. La demanda en vigas fue cubierta generalmente por la capacidad a fluencia ya que $M_y / M_u = 1.1$ en promedio para los pisos típicos.

La ductilidad de curvatura de las columnas fue de un valor medio $\Phi_{m\acute{a}x} / \Phi_y = 4.70$ y tuvieron sobrerresistencias promedio de $M_{m\acute{a}x} / M_y = 1.30$, $M_{m\acute{a}x} / M_u = 2.90$ y $M_y / M_u = 2.30$, para el primer y segundo piso.

El cociente de las capacidades de columnas respecto al de vigas ($\Sigma \phi M_{nCOL} / \Sigma \phi M_{nVIGA}$) en un nudo central y un nudo de esquina del primer piso alcanzaron valores de 1.60 y 1.75 respectivamente. Para el tercer piso se obtuvieron valores de 2.10 y 1.50 en estos nudos.

7.1.3 Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales

- Mecanismo de progresión de rótulas y colapso

La figura 7.4 presenta la curva de capacidad del edificio para la dirección longitudinal.

Los resultados del análisis de desplazamiento incremental indicaron que las primeras rótulas se produjeron en las vigas laterales de los paños extremos del segundo nivel para un desplazamiento de 1.0cm en la azotea (0.70‰ de deriva máxima). Las vigas siguieron rotulándose en otros pisos hasta que para un desplazamiento en la azotea de 3.2cm (2.3‰ de deriva) se formaron las primeras rótulas en dos columnas esquineras del primer nivel. La formación de rótulas prosiguió hasta que para aproximadamente 12.1cm de desplazamiento (8.3‰ de deriva) se rotularon todas las vigas y se formaron rótulas en la base de todas las columnas del primer piso.

Luego de la formación de rótulas en la base de las columnas, ya no se formaron más rótulas hasta un desplazamiento lateral de 37cm.

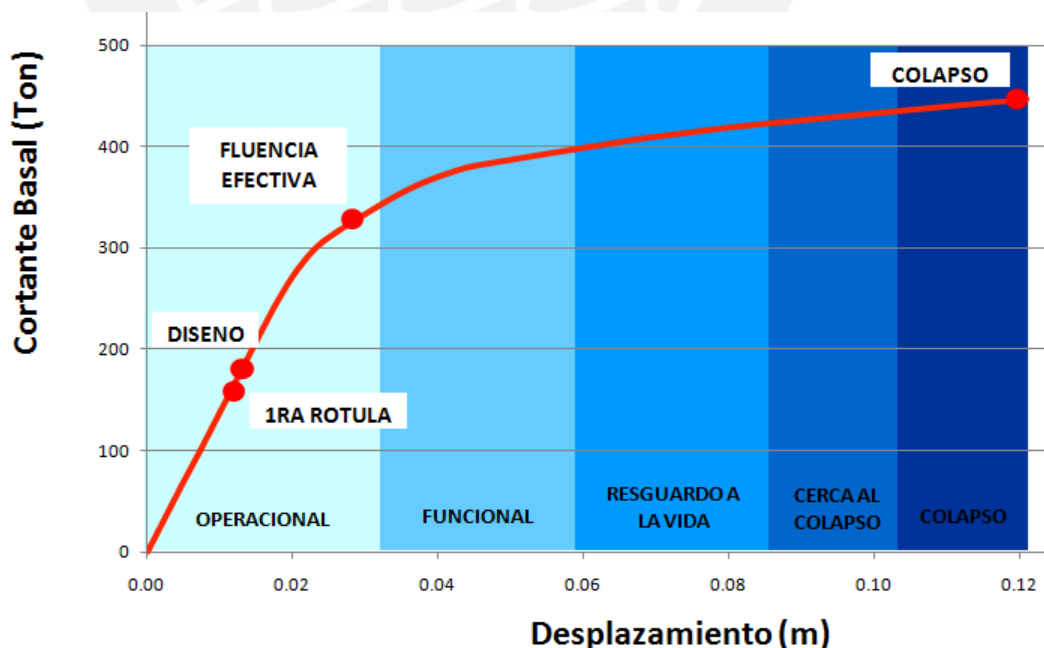


Figura 7.4 Desplazamientos para la dirección X con una deformación máxima del concreto de 1 %

Para la dirección transversal Y el mecanismo de progresión de rótulas fue similar, lo mismo que el desplazamiento máximo. Las primeras rótulas se produjeron en las vigas laterales extremas del primer piso para un desplazamiento de 1.4cm (0.97 ‰ de deriva).

- Ductilidad global

Los resultados en la dirección longitudinal mostraron que el edificio tendría una ductilidad global de desplazamiento respecto a la fluencia efectiva del orden de $D_{COL}/D_{FE} = 3.7$ y respecto a la primera rótula de $D_{COL}/D_{1ROT} = 12.1$

Para la dirección longitudinal la ductilidad global de desplazamiento respecto a la fluencia efectiva estuvo en el orden de $D_{COL}/D_{FE} = 4.6$ y respecto a la primera rotula estuvo en el orden de $D_{COL}/D_{1ROT} = 10.9$

- Resistencia

La primera rótula se produjo para una fuerza cortante en la base de $V_{1ROT} = 144$ ton, a la fluencia efectiva y a la resistencia máxima le correspondieron valores de $V_{FE} = 327$ ton y $V_{MAX} = 464$ ton. Esto significa sobrerresistencias del orden de: $V_{MAX}/V_{1ROT} = 3.2$ y $V_{MAX}/V_{FE} = 1.42$

7.1.4 Capacidad estructural y demandas del Código Peruano

La resistencia requerida por el código de diseño en concreto armado fue de 172 ton. Los resultados mostraron que las fuerzas cortantes correspondientes a la primera rótula, a la fluencia efectiva y a la resistencia máxima son 0.8, 1.9 y 2.7 respectivamente.

7.1.5 Desempeño sismorresistente esperado

- Sismos Frecuentes

Los resultados indicaron que para sismos frecuentes la edificación alcanzaría 6cm de desplazamiento en el techo (3.0 ‰ de deriva global) y recibiría una fuerza cortante de 332 ton. Las columnas interiores y exteriores

permanecerían elásticas mientras que la viga más deformada alcanzaría una demanda de ductilidad del orden de 2.36.

En términos generales la edificación sobrepasa el rango elástico ya que habría consumido sólo el 12.0% de su ductilidad disponible y recorrido el 15% del ancho de la zona de resguardo de la vida.

El punto de demanda se ubicó en la zona funcional y por tanto sería ligeramente discrepante del desempeño aceptable definido por el SEAOC [REFERENCIA 20]

- Sismos Raros

Para sismos raros los resultados mostraron que el edificio alcanzaría un desplazamiento máximo de 16cm en el techo (11‰ de deriva) y recibiría una fuerza cortante de 386 ton. La ductilidad demandada en la columna más deformada sería del orden de 1.4, y para la viga más rotada un valor de 3.7.

La estructura habría consumido alrededor del 77% de su ductilidad global disponible y recorrido el 88% del ancho de la zona de colapso.

El estado de la edificación calificaría como funcional para sismos frecuentes y cerca al colapso para sismos raros, de acuerdo al marco de referencia del SEAOC. [REFERENCIA 20]

- Colapso

Para un valor de fuerza de cortante igual a 450 ton, la estructura llega al colapso.

7.2 Desempeño en edificios peruanos aporticados de 3, 5 y 7 pisos

Los resultados del estudio mostraron que para satisfacer los requerimientos de rigidez de las normas peruanas reduciendo las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, en edificios aporticados de 3, 5 y 7 pisos sería necesario emplear columnas cuadradas de 40cm y 45 cm.

El cociente entre capacidades a flexión de columnas y vigas concurrentes a un nudo estuvo entre 1.4 y 2.2. Estos valores son mayores al mínimo exigido por el código peruano de diseño en concreto armado ($\Sigma\phi M_{nCOL}/\Sigma\phi M_{nVIGA} > 1.4$).

La ductilidad global de los edificios respecto a la fluencia efectiva estuvo entre 2.74 y 3.60 sin mostrar una tendencia clara con el número de pisos.

Las sobrerresistencias aproximadas respecto a la cortante de diseño obtenidas para las estructuras aporticadas en la costa peruana no tuvieron una tendencia definida sin embargo el rango de valores es pequeño y nos permite obtener un promedio significativo de las sobrerresistencias. Estas son las siguientes:

$$V_{1ROT}/V_D = 0.83 \text{ y } 1.53, \quad V_{FE}/V_D = 1.78 \text{ y } 2.23 \quad \text{y} \quad V_{COL}/V_D = 2.08 \text{ y } 2.93$$

7.2.1 Desempeño en sismos frecuentes


Si evaluamos el desempeño de los 3 Edificios de niveles distintos, medidos con el punto de demandada en comparación con el punto que nos define el límite elástico del Edificio, podemos observar que los valores no se encuentran muy alejados.


Revisando los valores de la ductilidad demandada para cada Edificio, obtuvimos los siguientes valores: 1.1 (3 pisos), 1.85 (5 pisos) y 1.2 (7 pisos), por lo tanto el Edificio se encuentra dentro del rango funcional, lo cual nos arroja un buen resultado para la evaluación.


7.2.2 Desempeño en sismos raros


Si evaluamos el desempeño de estos Edificios, considerando que las exigencias fueron menores respecto del código, observamos que en el caso del Edificio de 3 pisos, el punto de demanda de un sismo raro se encuentra en la zona de resguardo de la vida, y en el caso de los Edificios de 5 y 7 pisos, este valor es más crítico ubicando a la Edificación en la zona cercana al colapso, con un valor máximo de 2.78 (7 pisos dirección transversal).


7.3 Conclusiones


-  La reducción de la exigencia de rigidez lateral del código peruano de diseño sismorresistente a una deriva máxima de 1%, puede alcanzar ductilidades importantes del orden de 12 o similar.

-  En todos los edificios se obtuvieron sobrerresistencias laterales del orden de 1.3 de fluencia efectiva respecto de la demanda del código. Esto se explica por el proceso de diseño basado en combinaciones de carga amplificadas.

-  Considerando el peso del Edificio de 3485 ton, y relacionándolas con las fuerzas cortantes obtenidas en el caso de un sismo frecuente de 332 ton y 386 ton para un sismo raro, se observa que la fuerza aplicada en un sismo frecuente es 9.5% respecto del peso del edificio y para un sismo raro es 11% del peso del edificio, mientras que la cortante de diseño usando la fuerza de cortante dinámico de 183 ton representa el 5% del peso del Edificio.

-  Los resultados del análisis inelástico demanda-capacidad muestran que los edificios aporticados diseñados con la reducción de la rigidez lateral de la norma peruana a 1% de deriva, tendrían un desempeño operacional para sismos frecuentes en la costa peruana (Periodo de retorno de 50 años y aceleración pico de 0.2 g)

-  Para los sismos raros ($T_r=500$ años, aceleración pico = 0.4 g) los resultados muestran que las edificaciones tendrían un consumo en el orden de 55% de su ductilidad disponible, el daño sería importante estando dentro de un nivel de desempeño con resguardo a la vida, de acuerdo a la curva de desempeño propuesta por el SEAOC. [REFERENCIA 20]

-  Los resultados permiten concluir que la reducción de la rigidez lateral de la norma peruana a 1% de deriva, conducen a edificios aporticados que tendrían un nivel de desempeño sismorresistente de resguardo a la vida en caso de sismos raros, pero con dimensiones de columnas 65% menores respecto a la norma vigente.

REFERENCIAS

1. SEAOC (1995). *A Framework for Performance Based Design*. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.
2. SENCICO (2003). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
3. ININVI (1990). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Diseño en Concreto Armado*. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. Lima.
4. Park, R. y Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa. México.
5. Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo Editorial PUCP. Lima.
6. Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons. New York.
7. Coll, M., López, R. y Saiidi, M. (2003). *Patrones de articulaciones plásticas en pórticos de hormigón reforzado de mediana altura sujetos a terremotos*. Obtenido el 10 de junio del 2005 en:
http://www.uprm.edu/civil/revistadesastres/Vol3num1/Coll-Lopez%20C%2023_9_03.pdf
8. Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Obtenido el 18 de mayo del 2005 en:
<http://www.tdx.cesca.es/TDX-1222103-092523/#documents>
9. Habibullah, A. y Pyle, S. (1998). *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*. Obtenido el 16 de mayo del 2005 en:
http://www.csiberkeley.com/Tech_Info/Pushover%20paper.pdf

10. International Code Council (ICC). (2000). *International Building Code 2000*. International Conference of Building Officials. California.
11. Muñoz, A. (1999). *Ingeniería Antisísmica*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
12. León, H. y Quintana, U. (2004). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de los Colegios Peruanos Modernos*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima.
13. Reglamento Nacional de Construcciones (RNC). (1985). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Norma de Cargas*. Lima.
14. Aguiar, R. (2003). *Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Editorial Ediespe. Quito.
15. Alva, J. y Castillo, J. (1994). *Peligro Sísmico en el Perú*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
16. ATC (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
17. Muñoz, A., Blondet, M., Quispe, D. y Alvarez, A. (2001). *Vulnerabilidad Sísmica de los Colegios Peruanos Modernos*. Ponencia presentada en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Puno.
18. Ottazzi, G., Muñoz, A. (1998). *Programa MOMCUR*. Colegio de Ingenieros de Perú – Consejo Nacional. Lima
19. Quiun, D. y Flores, M. (2003). *Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado*. Ponencia presentada en el XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Obtenido el 10 de junio del 2005 en: http://www.pucp.edu.pe/secc/civil/publicaciones/DQuiun_estudio_del_control_de_rotula_plastica_CONIC_2003.pdf
20. San Bartolomé, A. (1999). *Análisis de Edificios*, 2da. Edición. Fondo Editorial PUCP. Lima.

21. SEAOC (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (the Blue Book)*. Structural Engineers Association of California. California.

