



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE SIETE PISOS
DISEÑADO CON EL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES Y
ACEPTANDO UNA DERIVA MÁXIMA DE 1%**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL, QUE PRESENTA EL BACHILLER:

PATRICIA JUDITH ALBARRACIN ÑIQUEN

EDUARDO JESÚS GALLO LIENDO

ASESOR: ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ

LIMA, JULIO DEL 2010





RESUMEN

En los últimos 130 años, en el país no hemos tenido terremotos severos y nuestras edificaciones de concreto armado no han sido probadas en condiciones sísmicas severas. Las normas de edificaciones del Perú y la mayoría de las normas del mundo están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica. Por esta razón es necesario estudiar el desempeño sísmico de nuestras edificaciones ante diferentes niveles de demanda sísmica.

Se diseñó y evaluó un edificio aporricado de 7 pisos ubicado sobre una zona sísmica y cimentado sobre suelo bueno; con planta rectangular de 33x22m y columnas espaciadas cada 5.5m. Para el diseño se emplearon las normas peruanas y para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC; para estimar la respuesta se utilizaron procedimientos de análisis no lineal basado en espectros de demanda y capacidad.

El diseño condujo a un edificio con columnas de 45x45cm y vigas 25x50cm con una deriva máxima de 10 ‰, bajo las sollicitaciones de las normas peruanas (terremoto de 500 años de periodo de retorno).

De los resultados obtenidos, la estructura del edificio tiene una ductilidad de 3.95 y una sobrerresistencia de 1.2, respecto a la fluencia efectiva. Respecto a la demanda del código el edificio alcanzó una sobrerresistencia al colapso de 2.1.

De acuerdo al desempeño desarrollado en el edificio para un sismo frecuente y ocasional la estructura presentaría pequeñas incursiones inelásticas y quedaría en estado funcional para la dirección transversal (X-X); pero para la dirección longitudinal (Y-Y) la estructura quedaría operacional en un sismo frecuente y funcional para un sismo ocasional. Para un sismo raro en la dirección transversal la estructura quedaría cerca al colapso. De acuerdo a la propuesta del SEAOC el edificio tendría un excelente comportamiento en sismos frecuentes y un comportamiento cercano al colapso en sismos raros.

Los resultados de este trabajo indican que los nuevos límites de deriva establecidos permiten estructuras no tan robustas cumpliendo con las demandas de los sismos; de tal manera de tener estructuras más económicas que cumplan con las exigencias de las normas sismorresistentes.



**DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE SIETE PISOS DISEÑADO
CON EL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES Y ACEPTANDO UNA
DERIVA MÁXIMA DE 1%**

ÍNDICE

CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN

1.1	Objetivos y Metodología	8
1.2	Organización del documento	8

**CAPITULO 2.- COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES
LATERALES**

2.1	Ensayos experimentales de acciones laterales	10
2.2	Curvas y espectros de capacidad obtenidos de un modelo teórico	11
2.2.1	Modelos de comportamiento para el concreto armado	12
	• Modelos esfuerzo-deformación para el acero	
	<i>Modelo Elastoplástico</i>	
	<i>Modelo de Curva Completa</i>	
	<i>Modelo Trilineal</i>	
	• Modelos esfuerzo-deformación para el concreto	
	○ Para Concreto No Confinado	
	○ <i>Modelo de Whitney</i>	
	○ <i>Modelo de Hognestad</i>	
	○ <i>Modelo de CEB</i>	
	○ Para Concreto Confinado	
	○ <i>Modelo de Kent y Park</i>	
	○ <i>Modelo de Mandar</i>	
2.2.2	Modelo inelástico de secciones y elementos	14
	• Momento flector y curvatura	
	• Diagrama Simplificado	
2.2.3	Modelo inelástico de los elementos unidimensionales (vigas-columnas) ...	15
2.2.4	Modelo inelástico de edificios	16
	• Zonas de comportamiento inelástico concentrado	



2.2.5	Curva de capacidad	17
	• Análisis de acciones incrementales (Pushover)	
	• Fluencia efectiva y modelo bilineal	
	o <i>Criterio de las rigideces tangentes</i>	
	o <i>Criterio de las áreas iguales</i>	
	• Zonas elástica e inelástica del modelo bilineal	
	• Ductilidad y Sobrerresistencia	
2.2.6	Espectro de capacidad	21
2.2.7	Programas de computación para el análisis incremental	22

CAPITULO 3.- RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES

3.1	Representación de las sollicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda	24
3.2	Respuesta Estructural	25
3.3	Respuesta elástica de estructuras	25
3.4	Respuesta inelástica de estructuras	26

CAPITULO 4.- EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

4.1	Propuesta empleada en la evaluación del desempeño	30
4.2	Niveles de amenaza sísmica	30
4.3	Niveles de desempeño	31
4.3.1	Niveles de Comportamiento Estructural	31
4.3.2	Niveles de Comportamiento No Estructural	32
4.4	Importancia de la edificación	33
4.5	Matriz de desempeño	33



CAPITULO 5.- EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 7 PISOS EN LA COSTA PERUANA

5.1 Estructuración	35
5.2 Análisis elástico para propósitos de diseño	36
5.2.1 Análisis por cargas de gravedad	36
5.2.2 Análisis Sísmico	36
5.3 Diseño	39
5.3.1 Diseño de vigas	39
5.3.2 Diseño de columnas	40
5.4 Modelo inelástico	41
5.4.1 Modelos de comportamiento para materiales	41
5.4.2 Diagramas momento-curvatura y momento-giro	42
5.4.3 Modelo del Edificio	47
5.4.4 Resultados del análisis de desplazamiento incremental	47
• Curva de capacidad y puntos de interés	48
• Sobrerresistencia y ductilidad	49
5.5 Representación del peligro sísmico	50
5.6 Respuesta del Edificio ante los 3 niveles de demanda	53
5.7 Calificación del desempeño	55

CAPITULO 6.- DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE BAJA ALTURA

6.1 Organización del trabajo	57
6.2 Demandas de rigidez de la norma peruana del 2003	58
6.2.1 Cálculo de desplazamientos laterales según la norma peruana	58
• Modelo y desplazamientos para solicitaciones reducidas	
• Cálculo de los desplazamientos máximos esperados	
6.2.2 Desplazamiento lateral propuesto para la norma	59
6.2.3 Dimensiones de columnas requeridas para controlar la deriva	59
6.3 Ductilidad y sobrerresistencia global	60
6.4 Desempeño de edificios aporticados peruanos ante los sismos de demanda	63



CAPITULO 7.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

7.1 Resumen del comportamiento observado en el edificio de 7 pisos 65

7.1.1 Diseño del edificio de 7 pisos 65

7.1.2 Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales 65

7.1.3 Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales 66

- Ductilidad global
- Resistencia

7.1.4 Capacidad estructural y demandas del Código Peruano 67

7.1.5 Desempeño sismorresistente esperado..... 68

- Sismos Frecuentes
- Sismos Raros

7.2 Desempeño en edificios peruanos aporticados de 3 a 7 pisos 68

7.2.1 Desempeño en sismos frecuentes 69

7.2.2 Desempeño en sismos raros 69

7.3 Conclusiones 69

REFERENCIAS 71



CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 Objetivos y Metodología

El control de la deriva lateral de los edificios, tiene por objetivo limitar las demandas de ductilidad a niveles que aseguren su sobre vivencia en terremotos fuertes. La Norma Técnica de Edificaciones NTE-030 es una de las más exigentes en el control de los desplazamientos laterales, no solo por sus procedimientos de cálculo de desplazamientos, sino además por el límite mismo de la deriva.

El límite de deriva impuesto por la actual NTE-030 conduce a edificios de pórticos que, de acuerdo a estudios teóricos recientes, tendrían un comportamiento adecuado aun en sismos extremos; sin embargo las dimensiones de los elementos estructurales necesarios, harían inviable el proyecto arquitectónico.

El objetivo de este trabajo es estudiar el desempeño sísmico de edificios aporticados peruanos diseñados con las normas vigentes modificando las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor ligeramente mayor que el permitido por el código vigente.

Se diseñó un edificio aporticado de 7 pisos siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones, empleando las normas de Concreto Armado NTE-060 [ININVI, 1990] y la de Diseño Sismorresistente NTE-030 [SENCICO, 2003]. Luego se estudio su comportamiento ante diferentes niveles de demanda sísmica empleando el análisis inelástico de desplazamientos. Para estimar la respuesta se emplearon técnicas espectrales no lineales, junto a propuestas para calificar el desempeño en función de las incursiones inelásticas presentado por el Comité Visión 2000, SEAOC (Ref. 1).

Se presentan los resultados obtenidos siguiendo los mismos procedimientos para edificios de 3, 5 y 7 pisos, se estudian tendencias y se proponen nuevos límites para la deriva máxima permitida por el código.

1.2 Organización del documento

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



Los procedimientos para estimar la respuesta sísmica inelástica de edificaciones usando técnicas espectrales, se muestran en el capítulo tres.

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

El capítulo cinco describe el diseño del edificio de 7 pisos, 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, su evaluación usando espectros de demanda capacidad y los resultados de su 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.

En el anexo 1 se muestra las puntos representativos de las rotulas calculadas para las vigas y columnas.

En el anexo 2 se describe el mecanismo de progresión de rotulas y colapso del edificio de 7 pisos.



CAPITULO 2

COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES

Las solicitaciones de un sismo de gran intensidad son muy elevadas para las estructuras con comportamiento elástico; y en general no resulta económicamente factible diseñar edificios con el objeto de resistir sin daños un sismo severo y de baja frecuencia de ocurrencia. El costo es muy alto para que la resistencia de la estructura se mantenga dentro del límite elástico durante un sismo de esas características. Es por esto que la práctica común es diseñar la estructura con una resistencia mucho menor y que cuente con propiedades suficientes de ductilidad que permitan disipar la energía introducida por el sismo mediante ciclos de histéresis que incursionen en el campo inelástico.

El criterio usado en los últimos años para el análisis del comportamiento de estructuras ha evolucionado; en un principio las respuestas que nos interesaban estaban basadas en la resistencia y actualmente las respuestas que nos interesan están basadas en los desplazamientos laterales que pudieran experimentar estas estructuras.

2.1 Ensayos experimentales de acciones laterales

Existen dos tipos de ensayos de acciones laterales, monotónicos y cíclicos, de los cuales obtendremos las siguientes características: rigidez elástica, rigidez luego del agrietamiento (tanto de carga como de descarga), rigidez luego de la fluencia (en la carga y la descarga), resistencia última, y disipación de energía. Todas estas características nos permitirán replicar a través de una herramienta de análisis, la simulación de algún evento.

- ◆ Ensayo Incremental Monotónico:
Ensayo que consiste en aplicar e ir incrementando desplazamientos laterales en un solo sentido, desplazamientos lentos a fin de no generar fuerzas de inercia. Los datos arrojan como resultado la curva de capacidad de la estructura (Fuerza Cortante en la Base vs. Desplazamiento en el último nivel del edificio)
- ◆ Ensayo Cíclico Incremental:
Ensayo que consiste en aplicar a la estructura incrementos de carga en control de desplazamiento en dos sentidos de aplicación. Este ensayo registra la fuerza y el desplazamiento formando una curva, obtenida de la envolvente de los ciclos de histéresis registrados en los ciclos de carga y descarga.



2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenidos de un modelo teórico

A partir de modelos teóricos no lineales del comportamiento de los materiales, de modelos de los elementos unidimensionales (vigas - columnas) y de los modelos de la estructura en conjunto es posible generar la curva de capacidad de la estructura en análisis.

2.2.1 Modelos de Comportamiento para el Concreto Armado

- Modelos esfuerzo deformación – Acero

El acero de refuerzo tiene una curva de esfuerzo – deformación caracterizada por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de 2×10^6 kg/cm². El esfuerzo de fluencia (f_y) y la capacidad de deformación dependen de la composición química del acero (contenido de carbono) y del proceso químico al que éste haya sido sometido. Para lograr obtener una representación mas sencilla de las propiedades inelásticas del acero, las curvas f_s vs. ϵ_s se simplifican usando alguno de los siguientes modelos:

Modelo Elastoplastico Perfecto

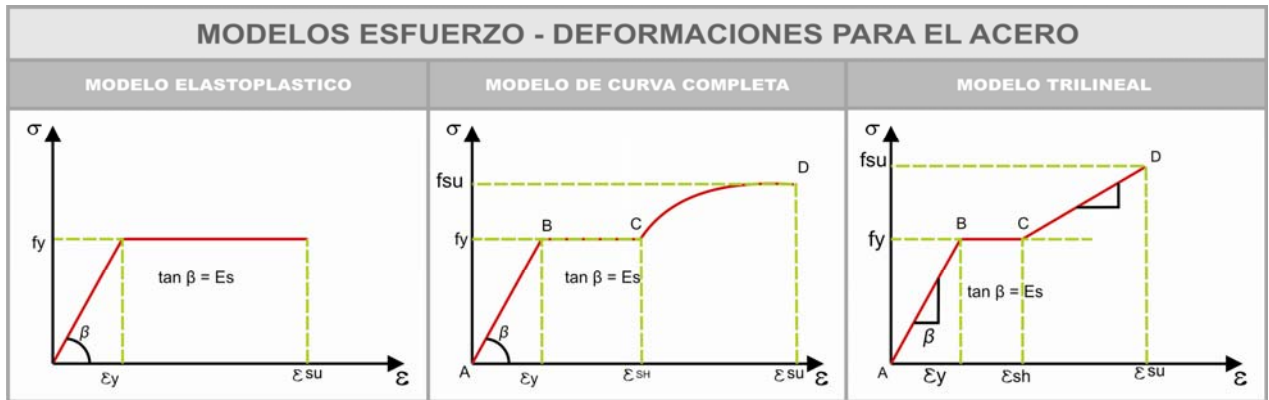
Es el modelo bilineal más sencillo y conservador. Dada su simplicidad se emplea en el diseño, pero su uso no es muy frecuente para el estudio del comportamiento inelástico por ignorar el endurecimiento característico del acero.

Modelo Elastoplastico con endurecimiento curvo (curva completa)

En este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola. Si bien este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente en modelos no lineales debido a su complejidad.

Modelo Trilineal

Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia.



- Modelos esfuerzo deformación – Concreto

Diversos modelos se han desarrollado para representar la curva esfuerzo-deformación del concreto, esto debido a la necesidad de tomar en cuenta varios factores, como son las variaciones geométricas de las secciones transversales de los elementos, la calidad de los materiales, duración de la carga y confinamiento. A continuación se presentan algunos modelos conocidos:

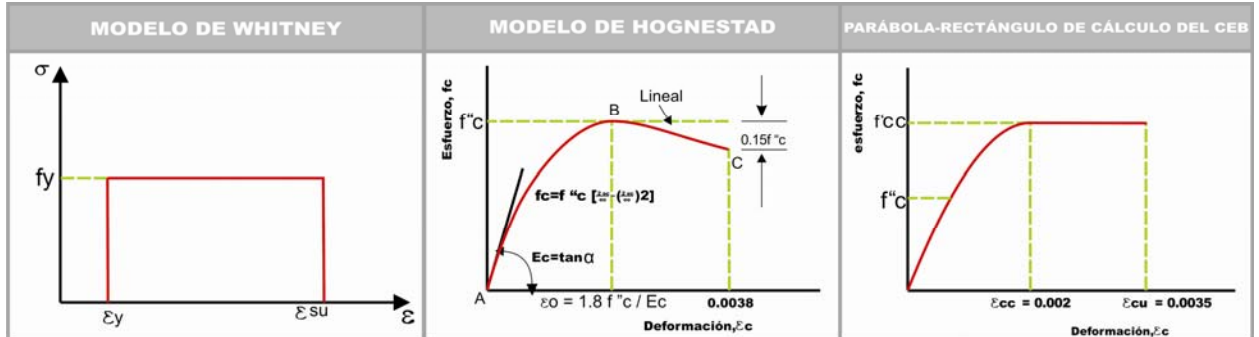
Concreto No Confinado

Los modelos de concreto no confinado que describiremos a continuación son muy empleados para el diseño de elementos estructurales.

- *Modelo de Whitney:* Reemplazó la forma del bloque de tensiones real por un bloque de compresiones rectangular.
- *Modelo de Hognestad:* Se compone por un tramo parabólico que adopta el valor $\epsilon_o = 1.8f'c/Ec$ (punto B) en el esfuerzo máximo del concreto, desde ese punto nace un tramo lineal que se extiende hasta el punto de mayor deformación unitaria correspondiéndole un esfuerzo de $0.85f'c$ (punto C). Este modelo es de los más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado.
- *Modelo del CEB (Parábola – Rectángulo):* Consiste en una parábola seguida por una recta, donde la resistencia del concreto de la estructura real está dada por $0.85f'c$ y su correspondiente



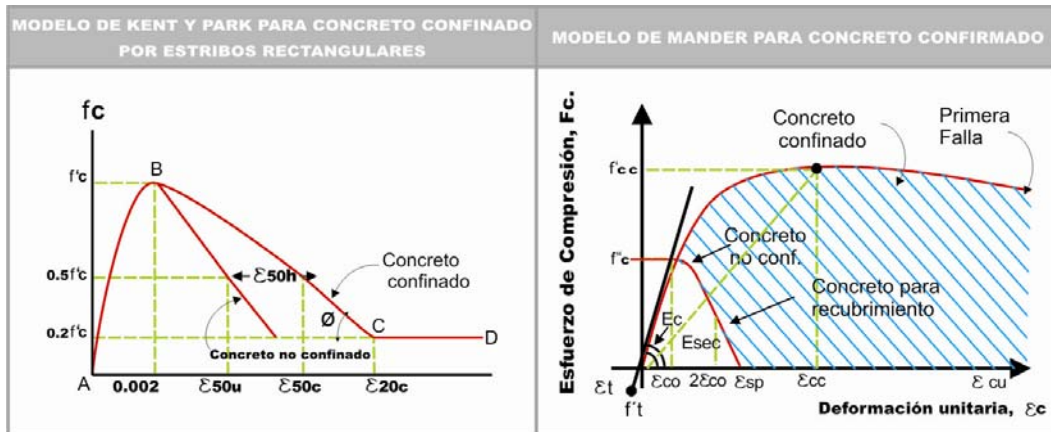
deformación $\epsilon_s=0.002$, luego y bajo un esfuerzo constante, la deformación del concreto seguirá aumentando hasta llegar a su máximo valor $\epsilon_{cu}=0.0035$.



Concreto Confinado

Los modelos para el concreto confinado son usados para determinar la capacidad última de los elementos, esto debido a que el confinamiento le provee de un aumento de resistencia debido a los esfuerzos de compresión triaxial.

- *Modelo de Kent y Park:* Este modelo de falla del concreto armado considera a una sección confinada mediante estribos o espirales. De esta manera el apoyo en el acero de refuerzo transversal ayuda a obtener un material dúctil cuando existen deformaciones excesivas. El perfil de la curva de esfuerzo deformación para el concreto confinado depende principalmente de la relación volumétrica del acero transversal, del volumen del núcleo confinado de concreto, de la resistencia del acero utilizado, del espaciamiento del refuerzo transversal y de la resistencia del concreto.
- *Modelo de Mander:* Es el modelo que se ha utilizado en el presente trabajo y es el más usado en el análisis sísmico de edificaciones, pues es aplicable a elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento.

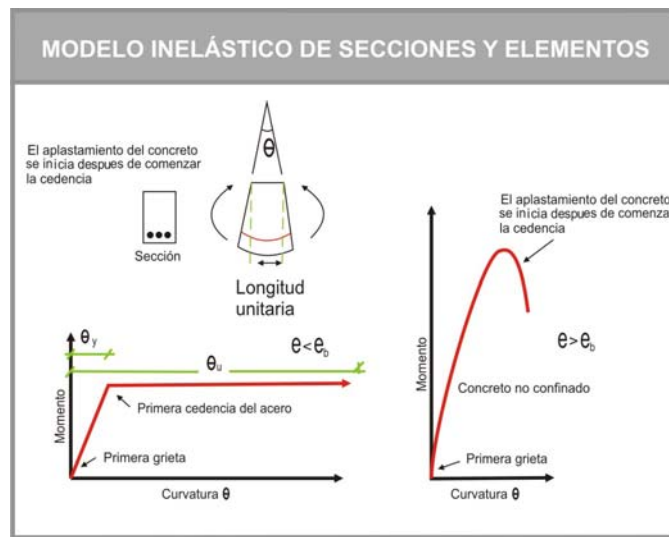


2.2.2 Modelo inelástico de secciones y elementos

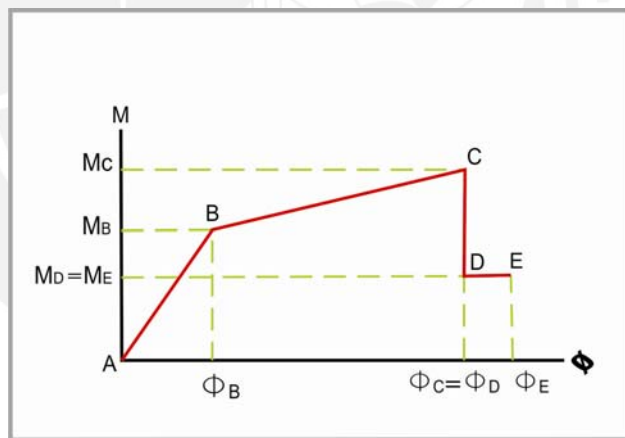
- Momento Flector y Curvatura

Este caso se refiere a un elemento estructural de concreto reforzado sometido a la acción de un momento flector. En el eje de las ordenadas se aprecia el momento flector M mientras que en las abscisas se aprecia la curvatura ϕ resultante. Este es el llamado diagrama Momento – Curvatura ($M-\phi$) que desempeña un importante papel en la definición de la ductilidad. Si no hay refuerzo longitudinal, el comportamiento es frágil; ante un pequeño valor de momento flector el elemento estructural se rompe. Si hay refuerzo, el comportamiento estructural depende de la cantidad de refuerzo, del valor de $f'c$, del límite de fluencia del acero de refuerzo.

En la gráfica siguiente se aprecia que al inicio para pequeños valores de momento flector, la relación $M-\theta$ es sensiblemente lineal; a mayores valores de momento, se comienza a presentar no linealidad. Cuando el acero llega a su límite de fluencia, hay un quiebre brusco de la pendiente. Por las razones mencionadas, es usual idealizar la relación $M-\theta$ como un proceso bilineal. Se aprecia en la figura un valor de curvatura de fluencia θ_y y un valor último de la curvatura θ_u . En cuanto mayor sea θ_u , mayor la energía bajo la curva, por lo tanto mayor la capacidad de disiparla.



- Diagrama Simplificado:
Diagrama idealizado por la unión de trazos rectos entre los puntos notables del diagrama momento curvatura, de donde se obtiene la capacidad de rotación inelástica de los elementos.

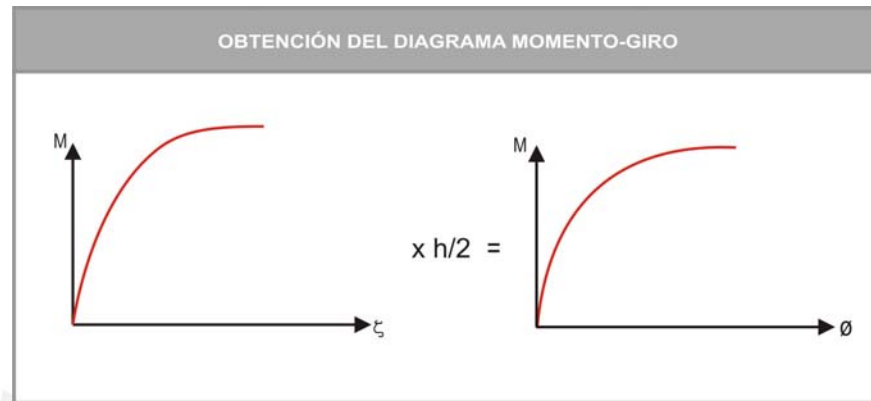


2.2.3 Modelo Inelástico de los elementos unidimensionales (vigas-columnas)

La ductilidad de la curvatura está asociada directamente con la capacidad de rotación de un elemento estructural sometido a la acción de un momento flector. En el caso sísmico, el sistema estructural es sometido a violentos sacudimientos que implican desplazamientos horizontales de mayor o menor magnitud. Para analizar la ductilidad a la curvatura en un elemento de concreto reforzado, se deben tener en cuenta las deformaciones que la flexión introduce en la sección transversal del elemento estructural, así como las zonas que sufren mayor daño, que son



las adyacentes a los nudos en una longitud determinada “L”; para un mejor análisis se puede establecer una zona de daño equivalente donde se concentre toda la deformación inelástica, en la cual el daño y la curvatura se asuman constantes. Esta zona se denomina rótula plástica; a la cual le corresponde una longitud equivalente “Lp” asumiéndose igual a $0.5h$, donde h es el peralte del elemento (viga y/o columna).



2.2.4 Modelo Inelástico de Edificios

El modelo inelástico de edificios es un modelo estructural en el que se considera un conjunto de elementos unidimensionales con rótulas concentradas por flexión y concentradas por corte, de tal forma que se toma en cuenta la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos del edificio en el tiempo; estando estos modelos sometidos a señales que representan un movimiento sísmico.

- Zonas de comportamiento Inelástico Concentrado

El comportamiento de una estructura en su conjunto depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen, pero depende también en forma importante de la manera en que estos elementos se encuentren integrados y conectados para formar la estructura en su conjunto.

Es importante estudiar el comportamiento inelástico de las estructuras y relacionarlo con la respuesta local de las secciones y elementos. El mecanismo de comportamiento inelástico de la estructura depende del tipo y número de secciones que sobrepasen la etapa lineal. Mientras mayor sea el número de secciones que participen de la deformación inelástica y



mientras mas dúctil sea el comportamiento de estas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto.

Para un sistema dado, el mecanismo de deformación inelástica que se llegará a presentar depende de las resistencias relativas de las secciones para cada posible modo de falla. Por tanto, en la etapa de diseño se puede influir en el mecanismo de deformación inelástica de la estructura, al decidir la resistencia que deben tener las distintas secciones para los diferentes modos de falla. Un aspecto esencial del diseño sísmico consiste en proporcionar a las diferentes partes de la estructura resistencias tales que hagan que en conjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible. Este es el principio de diseño por capacidad.

2.2.5 Curva de Capacidad

La curva capacidad resistente la obtenemos de aplicar la técnica del pushover, aplicando una carga incremental mediante un análisis estático no lineal. En la curva de capacidad podemos identificar los puntos notables que relacionan el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el último nivel del edificio.

- Análisis de acciones incrementales (Pushover)

Consiste en aplicar a la estructura cargas estáticas monotónicas en forma incremental hasta llevarla al colapso, actuando dichas cargas a nivel de entrepiso. Se puede considerar una variación de carga uniforme, triangular y parabólica con un valor máximo en el último nivel del edificio.

De este análisis se desprende la variación de la rigidez a flexión de los elementos de acuerdo al grado de daño, mostrándose una curva que en el rango inelástico esta formada por segmentos de recta de pendiente decreciente mostrando así la progresiva degradación de la rigidez lateral de la estructura.

- 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 2.2.5.

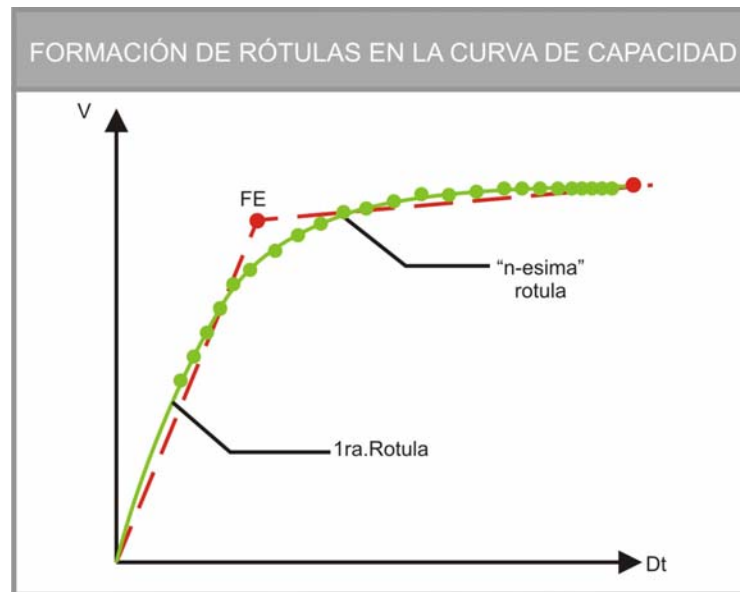


Figura 2.2.5

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 simbólico 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 2.2.6.a. La intersección de estas tangentes define el punto de fluencia efectiva FE (D_{FE} , V_{FE}). [Aguiar, 2003].

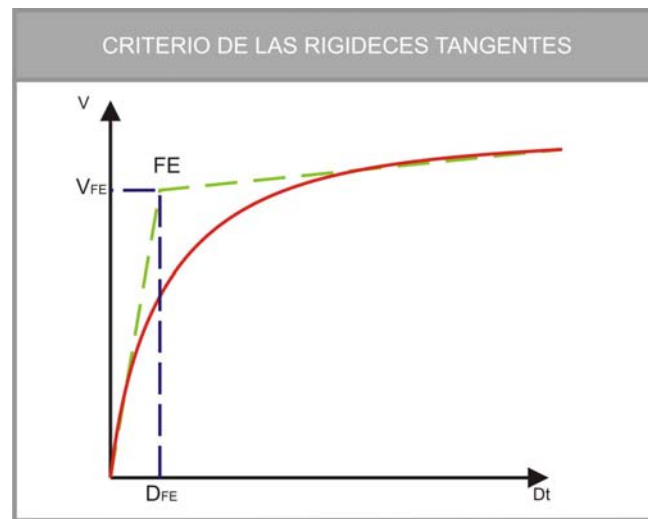


Figura 2.2.6.a

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 [Aguiar, 2003]; tal como se representa en la figura 2.2.6.b. En el presente trabajo se empleó este criterio.

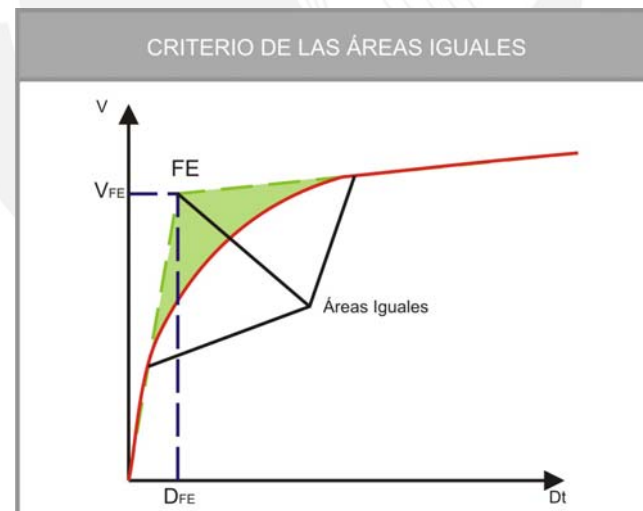


Figura 2.2.6.b

• Zona elástica e inelástica del modelo bilineal

El punto de fluencia efectiva de la curva de capacidad (FE) define las zonas del desplazamiento elástico (Δe) y el desplazamiento inelástico (Δp) de la estructura.

- Ductilidad y Sobrerresistencia:

Para cuantificar la ductilidad y sobrerresistencia estructural es necesario definir previamente algunos puntos de interés en la curva de capacidad (Figura 2.2.6.c):

Punto de Diseño: Corresponde a la fuerza cortante nominal empleada en el diseño del edificio. (Δ_D, V_D)

Aparición de la primera rótula: Fuerza cortante y desplazamiento en el instante en que se forma la primera rótula. $(\Delta_{1ROT}, V_{1ROT})$

Punto de Fluencia Efectiva: Punto hallado utilizando el criterio de igualdad de áreas. (Δ_{FE}, V_{FE})

Colapso: Fuerza y desplazamiento correspondientes a la ruptura de la primera rótula. (Δ_{COL}, V_{COL})

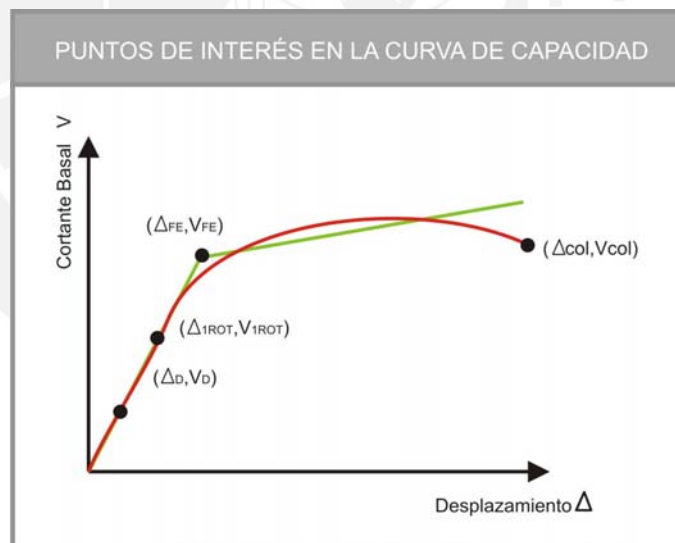


Figura 2.2.6.c

Para cuantificar la sobrerresistencia se emplean cocientes de fuerzas correspondientes a los puntos de interés. Así, por ejemplo se puede definir la sobrerresistencia de la fuerza de fluencia efectiva (V_{FE}) respecto a la fuerza de diseño como:



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

De manera similar se pueden definir otros cocientes de sobrerresistencia para los puntos de interés “i”, “j” como

$$SR_{i/j} = \frac{V_i}{V_j}$$

En este trabajo se usan los siguientes índices de sobrerresistencia.

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

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

De manera similar para estimar la ductilidad estructural se usa el simple cociente entre los desplazamientos de dos puntos de interés. En este trabajo usaremos los siguientes cocientes de ductilidad.

$$\text{Ductilidad relativa a la primera rótula} \Rightarrow \mu_{COL/1ROT} = \frac{\Delta_{COL}}{\Delta_{1ROT}}$$

$$\text{Ductilidad relativa a la fluencia efectiva} \Rightarrow \mu_{COL/FE} = \frac{\Delta_{COL}}{\Delta_{FE}}$$

2.2.6 Espectro de Capacidad

El espectro de capacidad se obtiene transformando cada uno de los puntos que forman la curva de capacidad en puntos que ahora serán las coordenadas espectrales. El espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como ADRS (Acceleration-displacement-Response-Spectra) o como curva AD (aceleración-desplazamiento). Esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral. Para realizar esta transformación, es necesario conocer las propiedades dinámicas de la estructura como son los modos de vibración y el factor de participación modal. Por lo que el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura.

Cada punto de la curva de capacidad (Δ , F) representa el desplazamiento lateral (Δ) que alcanza una estructura cuando la fuerza restitutiva en la base toma el valor (F).



Para estructuras de un grado de libertad al dividir la fuerza restitutiva entre la masa (M) de una estructura, se obtiene la aceleración que ésta tendría ($a=F/M$) cuando llegue a alcanzar el desplazamiento asociado (Δ). Los valores del desplazamiento y aceleración que se producen simultáneamente en la estructura en el proceso de acciones incrementales pueden interpretarse como cantidades espectrales. Es decir $S_a=a$ y $S_d=\Delta$. Usando esta interpretación finalmente podemos construir una curva $S_a - S_d$ denominada el espectro de capacidad de la estructura.

Para un sistema de varios grados de libertad, el espectro de capacidad (S_d, S_a) debe ser tal, que al usarse con el modo fundamental de vibración, reduzca el desplazamiento y la fuerza cortante de la curva de capacidad. Por tanto, si se conoce el modo fundamental de vibración (periodo y forma), el desplazamiento del techo (Δ_t) y la fuerza cortante (V) de la curva de capacidad se obtienen con las relaciones:

$$\Delta_t = (L^*/M^*) * S_d$$

$$F = (L^{*2}/M^*) * S_a$$

Donde los cocientes L^*/M^* y L^{*2}/M^* se denominan Factor de Participación y Masa Efectiva respectivamente.

Por tanto, el par de valores (Δ_t, V) de la curva capacidad, debe transformarse en el punto (S_d, S_a) del espectro de capacidad por medio de las ecuaciones:

$$S_d = \Delta_t \times (M^*/L^*)$$

$$S_a = V \times (M^*/L^{*2})$$

2.2.7 Programas de computación para el análisis incremental

Los programas de computación nos permiten modelar comportamientos no lineales de estructuras, bajo la simulación de ensayos de desplazamientos incrementales controlados, ya sea por desplazamiento o por carga. El método desarrollado tiene como característica principal la de realizar un análisis previo de los elementos resistentes que utiliza un elemento de barra para el análisis no lineal estático y dinámico de pórticos de hormigón armado sismorresistentes, compuesto por sub elementos conectados en



serie. Por la aplicación de software, y mediante la implementación de un análisis estático no lineal monótono creciente (pushover) es posible obtener los parámetros necesarios para definir las relaciones constitutivas de cada elemento bidimensional. El software solicitará incorporar como datos a los parámetros obtenidos de un análisis de las secciones de vigas y columnas en las que se espera la formación de rótulas plásticas para cada uno de los elementos planos, y obtener a través del mismo los valores que permiten caracterizar la relación momento-curvatura de cada sección considerada. Esto se logra por un pre-procesamiento de las mencionadas secciones.





CAPITULO 3

RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES
3.1 Representación de las solicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda

El punto clave de la estimación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento espectral que éste va a experimentar. El espectro de demanda permite la obtención de esta respuesta máxima; donde el gráfico del espectro se compone por el eje horizontal que representa los valores del desplazamiento espectral (SD) y el eje vertical representa los valores de la aceleración espectral (SA). El periodo de una estructura se representa por rectas inclinadas que nacen de la intersección de los ejes vertical y horizontal. En este espectro se puede obtener los diagramas de desplazamiento y aceleración tanto de demanda como de capacidad.

Para el diseño y análisis se usan espectros lineales suavizados que se obtienen amplificando el espectro del suelo mediante factores que dependen del amortiguamiento de la estructura, dichos factores se obtienen de cuadros estadísticos de respuestas obtenidas sismos anteriores. En la figura 3.1 se observa el espectro elástico de pseudo aceleración de la Norma Peruana (SENCICO 2003). En la figura 3.2 se muestra el espectro de demanda.

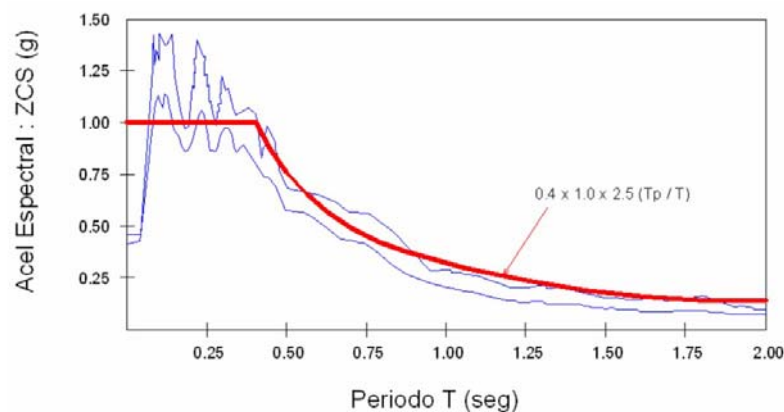


Figura 3.1 Espectro Elástico de Pseudo Aceleración de la Norma Peruana

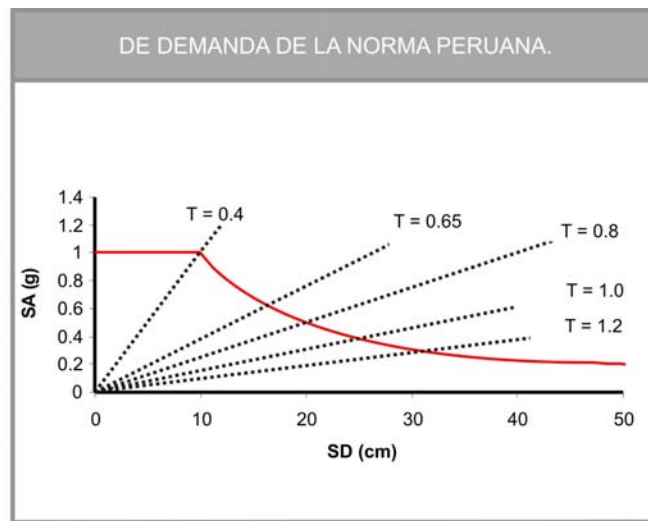


Figura 3.2 Espectro de Demanda de la Norma Peruana.

3.2 Respuesta Estructural

La respuesta estructural es representada por el punto de demanda (SD_d , SA_d) de una edificación sometido a un sismo determinado, como se aprecia en la figura 3.3

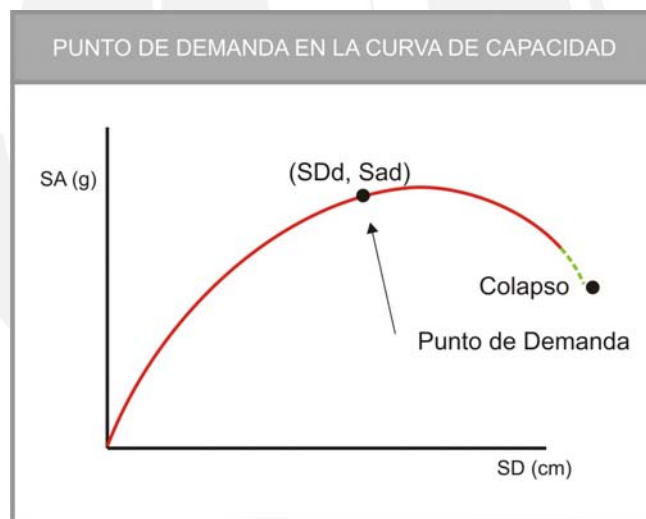


Figura 3.3 Punto de demanda en la curva de capacidad

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 períodos e igual amortiguamiento. Si la intersección de ambos espectros ocurre en la zona elástica del espectro de capacidad, como se aprecia en la figura 3.4, esta intersección constituye el punto de demanda buscado. [León y Quintana, 2004].

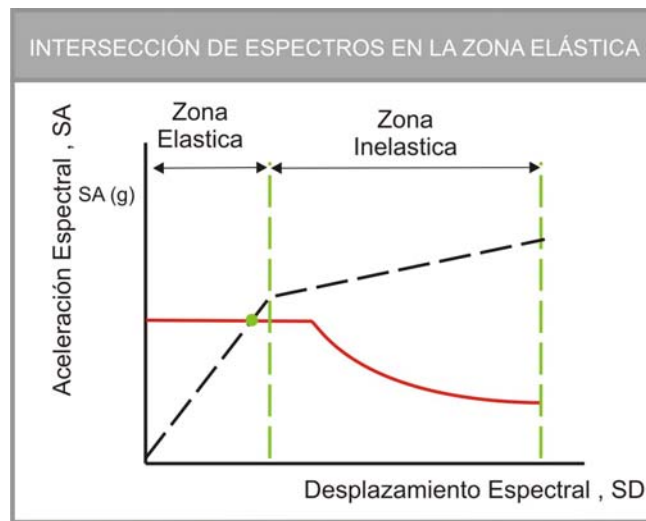


Figura 3.4 Intersección de espectros en la zona elástica

3.4 Respuesta inelástica de estructuras

Para sismos más fuertes la intersección del espectro de demanda y capacidad ocurre en la zona inelástica del espectro de capacidad, y el punto de intersección no corresponde al punto de demanda porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto no es lineal. [León y Quintana, 2004]. (Ver figura 3.5)



Figura 3.5 Intersección de espectros en la zona inelástica

La demanda elástica se modifica en virtud del amortiguamiento elástico equivalente pero de mayor amortiguamiento. El comportamiento inelástico se representa por medio de un amortiguamiento elástico equivalente, que depende del desplazamiento inelástico

alcanzado. Para cada punto del tramo inelástico de la curva de capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente.

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

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.

β 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 (SRA y SRV respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento equivalente.

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

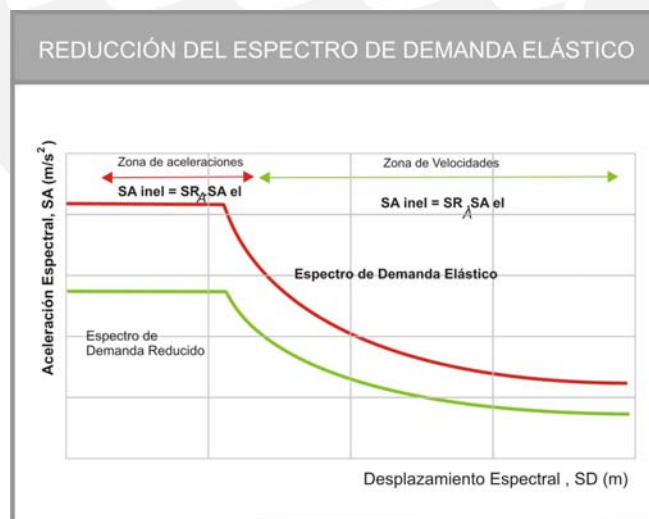


Figura 3.6 Reducción del espectro de demanda elástico

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 SRA y SRV. Así para cada punto de la curva de capacidad se puede obtener un punto del espectro reducido, como se observa a continuación.

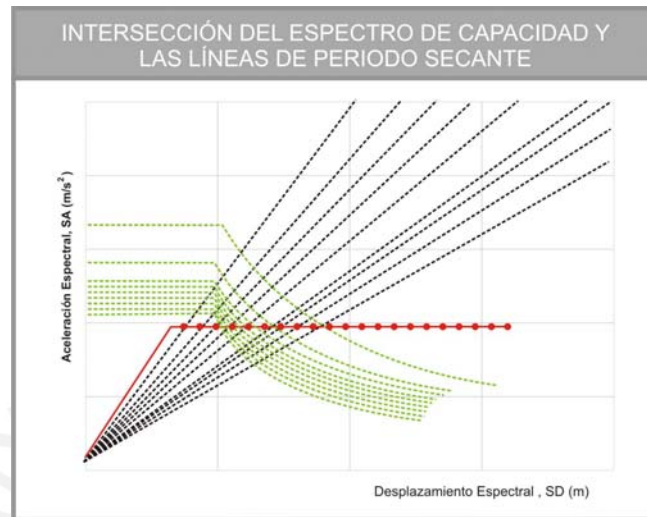


Figura 3.7 Intersección del Espectro de Capacidad y las líneas de periodo secante

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

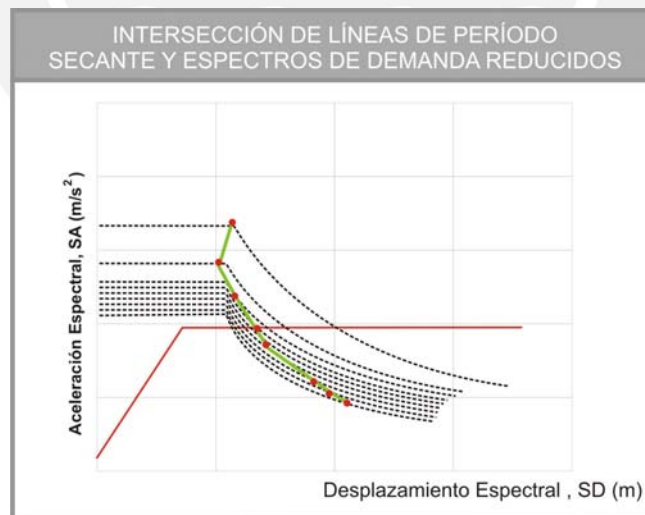


Figura 3.8 Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos

Finalmente, el punto de demanda se obtiene por intersección del EDAV con el espectro de capacidad, como se aprecia a continuación.

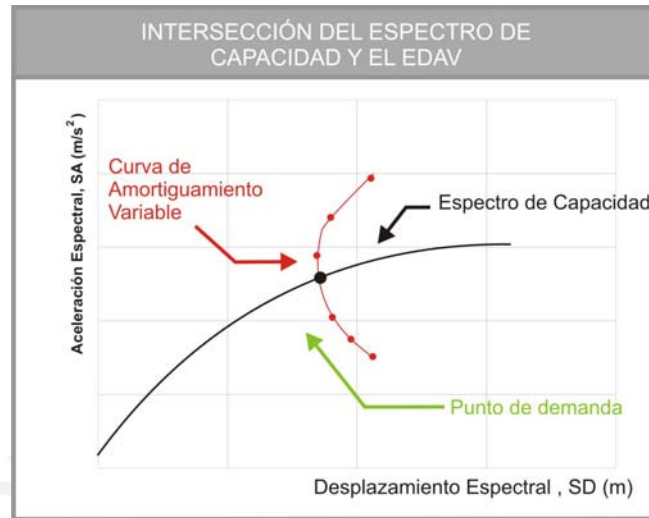


Figura 3.9 Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV



CAPITULO 4

EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE DE EDIFICACIONES

Aunque inicialmente el objetivo de la ingeniería sismorresistente estaba orientado a casi exclusivamente a evitar el colapso de las edificaciones durante terremotos fuertes; paulatinamente, se han incorporado nuevos objetivos relacionados con el comportamiento esperado ante diferentes niveles de sismo y se han incorporado también, criterios asociados al daño en los elementos no estructurales y a los costos de reparación (SEAOC 1999).

En este capítulo se representa la propuesta desarrollada por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999) respecto a los objetivos del diseño sismorresistente de edificios y se precisan los objetivos de desempeño adoptados en este trabajo para las edificaciones escolares peruanas.

4.1 Propuesta empleada en la evaluación del desempeño

La propuesta del SEAOC fue desarrollada en 1995 a través del COMITE VISION 2000 y aparece en el Apéndice I del libro "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". Según esta propuesta, el desempeño de una edificación se establece de acuerdo a su importancia, relacionando para cada nivel de peligro sísmico la combinación de comportamiento estructural y no estructural esperada.

4.2 Niveles de amenaza sísmica

El comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) propone cuatro niveles de peligro sísmico con un intervalo de recurrencia en un período de exposición de 50 años. Cada nivel de peligro sísmico está asociado a una probabilidad de excedencia o a su equivalencia en valores del período de retorno los cuales se muestran en la 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 Niveles de amenaza sísmica establecidos por el Comité VISION 2000(SEAOC)

4.3 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño sísmico propuestos por el SEAOC (1999) se definen por el nivel de daño que puede presentarse en una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en las componentes no estructurales.

4.3.1 Niveles de Comportamiento Estructural:

Se consideran cinco niveles de desempeño estructural (SP1 a SP5) que corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza-deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza-deformación de los elementos se debe definir primero el Desplazamiento de Fluencia Efectiva (Δ_{FE}) y la Capacidad de Desplazamiento Inelástico (Δ_p).

El Desplazamiento de Fluencia Efectiva (Δ_{FE}) corresponde al instante en el cual se han producido como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150% de su deformación de fluencia.

La capacidad del Desplazamiento Inelástico (Δ_p) corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso.

El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del (Δ_p) a las cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la figura 4.1

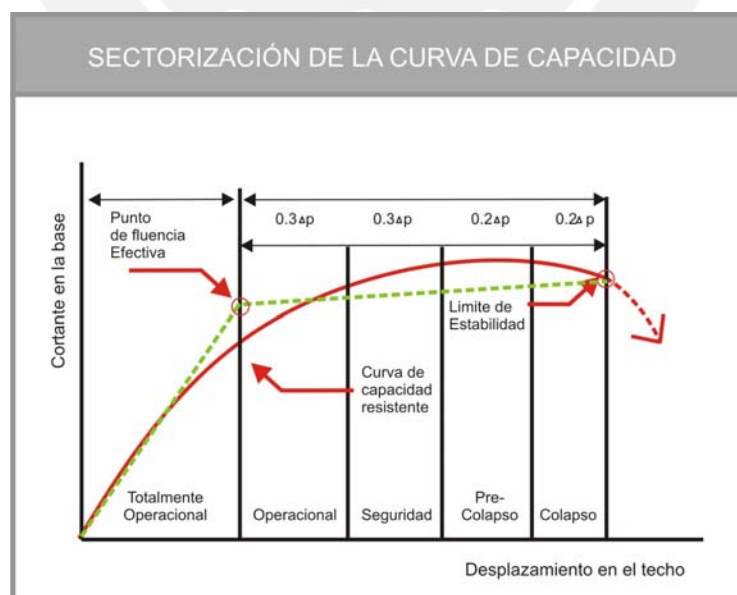


Figura 4.1 Sectorización de la Curva de Capacidad



Los límites a cada nivel de desempeño se pueden representar por el porcentaje del desplazamiento inelástico (Δp) consumido, al que se denomina IDDR por sus siglas en inglés (Inelastic Displacement Demand Ratio). La tabla 4.2 presenta los niveles de desempeño estructural asociados a un valor de IDDR y presenta una breve descripción del daño esperado.

Cada nivel de desempeño estructural corresponde a un sector de la curva de capacidad. Se espera que aproximadamente el 80% de los elementos hayan alcanzado la deformación límite asociada a este nivel.

4.3.2 Niveles de Comportamiento No Estructural:

Las instalaciones, el mobiliario y la tabiquería no forman parte del sistema estructural y se denominan componentes no estructurales. Los niveles de comportamiento no estructural se definen mediante el cociente entre la pérdida económica y el valor inicial de estas componentes (pérdida /valor). La tabla 4.2 presenta los valores del cociente pérdida/valor asociados a cada nivel de desempeño no estructural, junto a una breve descripción del daño.

El nivel de desempeño de una edificación queda definido por combinaciones de desempeño estructural y de comportamiento no estructural. El SEAOC propone las siguientes combinaciones (SP-1, NP-1), (SP2, NP-2), (SP3, NP-3), (SP4, NP-4), (SP5, NP-5).

NIVEL DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	NIVEL DE DESEMPEÑO	LIMITE DE DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA	IDDR	NIVEL DE COMPORTAMIENTO NO ESTRUCTURAL	PERDIDA/VALOR
SP1	Operacional	Δy	0%	NP1	0% - 10%
SP2	Funcional	$\Delta y + 0.3\Delta p$	30%	NP2	5% - 30%
SP3	Resguardo de Vida	$\Delta y + 0.6\Delta p$	60%	NP3	20% - 50%
SP4	Cerca al colapso	$\Delta y + 0.8\Delta p$	80%	NP4	40% - 80%
SP5	Colapso	$\Delta y + 1.0\Delta p$	100%	NP5	>70%

Tabla 4.2 Niveles de Comportamiento Estructural y No Estructural.

4.4 Importancia de la edificación

De acuerdo a la importancia de las edificaciones durante y después de un sismo, el Comité VISION 2000 las clasifica en tres grandes grupos:

- Edificaciones Esenciales: deben de operar luego de un sismo como hospitales, estaciones de bomberos, policía, etc.
- Edificaciones Críticas: contienen materiales peligrosos que pueden ser dañinos a la comunidad.
- Edificaciones Básicas: no están incluidas en los grupos anteriores.

4.5 Matriz de desempeño

Los objetivos del desempeño sismorresistente se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperada de acuerdo a la importancia de la edificación. (SEAO, 1995)

Estos objetivos se representan en una tabla de doble entrada denominada Matriz de Desempeño, donde las filas son la demanda sísmica y las columnas son el desempeño deseado. La tabla 4.3 muestra la matriz propuesta por el Comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

NIVEL DE AMENAZA SISMICA	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA				LEYENDA
	Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3	Proximo al Colapso	
Frecuente (43 años)					<div style="background-color: #90EE90; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">Edificaciones Básicas: residencias y oficinas.</div> <div style="background-color: #FFFF00; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">Edificaciones Esenciales: hospitales, bomberos.</div> <div style="background-color: #FFFF00; padding: 5px;">Edificaciones de Seguridad Crítica</div>
Ocasional (72 años)					
Raro (475 años)					
Muy Raro (970 años)					

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



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



CAPITULO 5

EVALUACION DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 7 PISOS EN LA COSTA PERUANA

5.1 Estructuración

La estructuración del edificio, ubicado en Lima sobre grava de buena calidad, es a base de pórticos de concreto armado distribuidos en dos direcciones mutuamente perpendiculares conformadas por vigas y columnas. La estructura tiene una losa maciza horizontal de 0.15m de espesor que actúa como diafragma rígido, transfiriendo adecuadamente la carga sísmica hacia todos los pórticos. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 3.50m y para los seis pisos siguientes es de 2.70m.

Las columnas en su totalidad son cuadradas y del mismo peralte; el valor del peralte corresponde a la dimensión mínima necesaria para satisfacer la deriva lateral de 1% propuesto en este trabajo para reducir las exigencias de rigidez lateral indicadas en la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente. (SENCICO 2003).

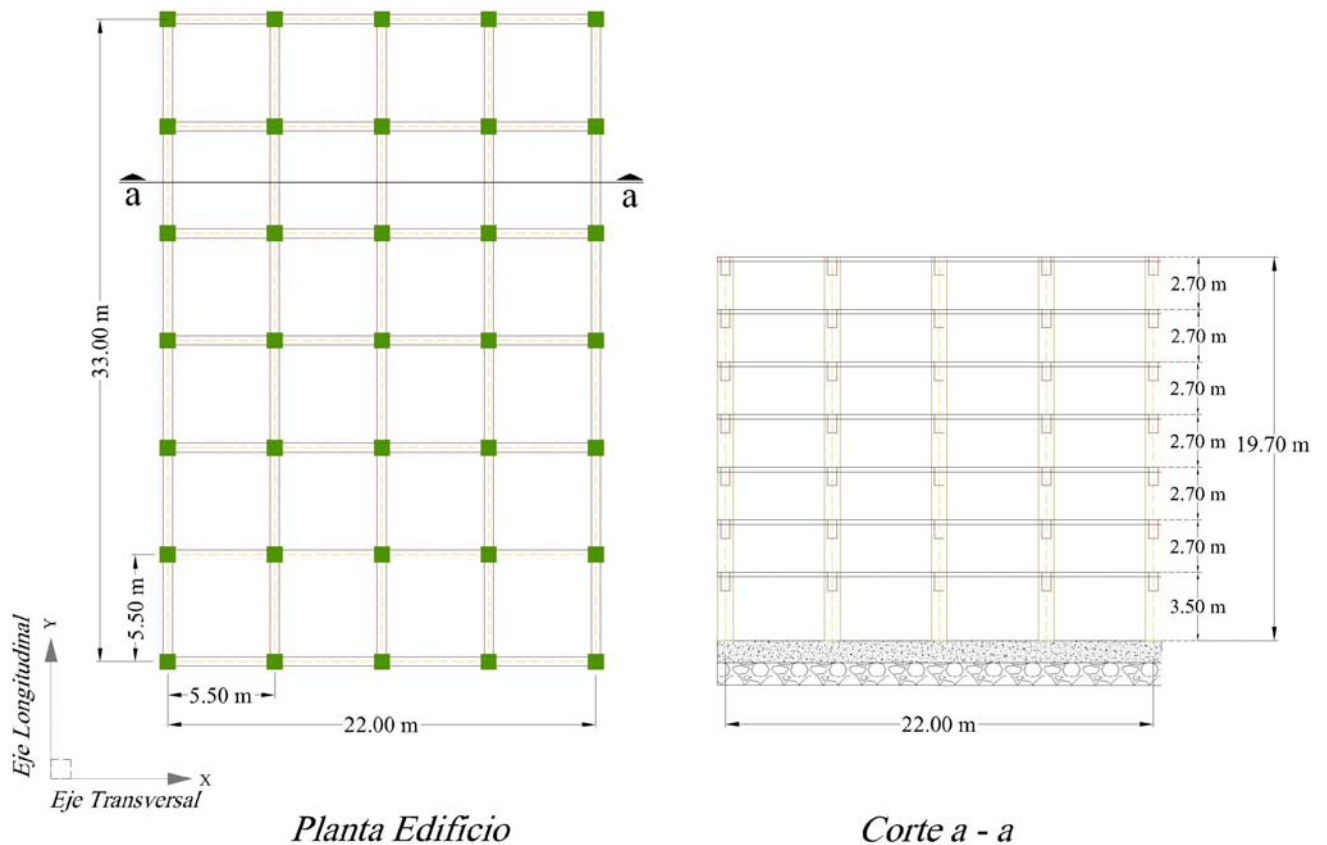


Figura 5.1 Planta del Edificio



5.2 Análisis elástico para propósitos de diseño

Se utilizó un modelo con elementos unidimensionales con deformaciones por flexión, cortante y axial; además se consideró un diafragma con tres grados de libertad en cada nivel

5.2.1 Análisis por cargas de gravedad

Las cargas muertas consideradas para este análisis fueron el peso de los elementos estructurales, el peso de las losas, el piso terminado y la tabiquería. Las cargas de las losas, piso terminado y tabiquería se aplicaron directamente a las vigas usando la distribución por área tributaria. En el análisis de cargas vivas se consideró una sobrecarga de 200 kg/m² en pisos típicos y 100 kg/m² en la azotea; también se aplicaron a las vigas usando la distribución por área tributaria.

5.2.2 Análisis Sísmico

Se utilizaron dos tipos de análisis sísmico: estático y dinámico, el primero para calcular la fuerza cortante basal y de esta manera establecer el límite inferior de la cortante de diseño que se obtiene del análisis dinámico.

Análisis Estático

Este método se usó para escalar los resultados del análisis dinámico siguiendo las indicaciones de la Norma NTE-030 (SENCICO 2003). La cortante basal se halló con la siguiente expresión de la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente:

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

Donde:

- Z = 0.4, ubicado ciudad de Lima.
- U = 1, edificación común.
- S = 1 y T_p = 0.4, suelo de cimentación Tipo 1.
- El factor de amplificación sísmica :

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

- Periodo fundamental de vibración : se obtuvo del análisis modal

Características	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Periodo Fundamental (T)	1.16	1.13
Coefficiente de Amplificación Sísmica	0.86	0.88

Tabla 5.1 Periodos y Coeficientes de amplificación sísmica

- Consideramos el peso del edificio de 1.0 ton/m² para los pisos típicos ,0.8 ton/m² para la azotea y un área de entrepiso de 726m² con lo que obtuvimos P=4937 ton.
- R=8 por tratarse de pórticos de concreto armado.

Análisis Dinámico

El análisis dinámico se repitió para diferentes peraltes de columnas hasta encontrar el menor valor que satisface una deriva de entrepiso de ($\Delta/he = 0.01$).

Se encontró que las columnas deben ser de 45x45cm. Por medio de masas traslacionales para las direcciones longitudinal y transversal; y una inercia rotacional respecto al eje vertical, se representaron las propiedades inerciales de los pisos.

$$I_{rot} = \frac{Masa * (Ix + Iy)}{\text{Área}}$$

	Área	Inercia CM en X (m ⁴)	Inercia CM en Y (m ⁴)	Peso (ton)	Masa (ton.seg ² /m)	Inercia Rotacional (ton.seg ² .m)
Piso Típico	726	29,282	65,885	726	74	9,700
Azotea	726	29,282	65,885	581	59	7,763

Tabla 5.2 Propiedades inerciales

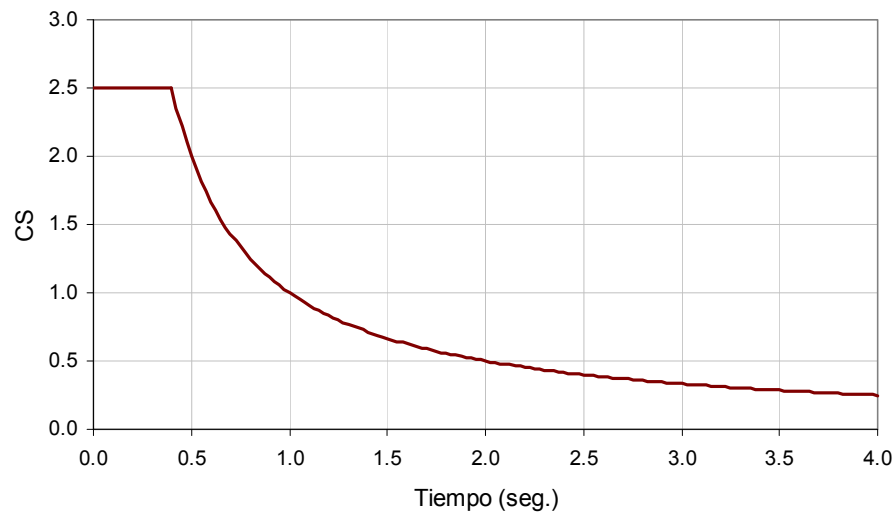
Se empleo el espectro de análisis mostrado, siguiendo indicaciones de la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente (SENCICO 2003):

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

El espectro se expresa en dos factores: una función espectral y un factor de escala, como se muestra a continuación:

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

Función espectral =CS



A continuación se muestran los desplazamientos del análisis dinámico de un elemento flexible de sección de 0.01x0.01m y módulo de elasticidad de 2 ton/m². Este elemento se colocó a uno de los costados del edificio estudiado de tal manera de obtener las derivas inelásticas y determinar la dimensión mínima de las columnas (45X45 cm)

SECCION 45 x 45

Nivel	H / piso (m)	Rigidez (ton/m)	Fuerzas Cortantes (ton)		Δ de Entrepiso (m)		Derivas Inelásticas x 1000	
			Sismo XX	Sismo YY	Sismo XX	Sismo YY	Sismo XX	Sismo YY
1	3.5	4.66E-10	2.53E-12	2.191E-12	0.00543	0.00470	9.301	8.052
2	2.7	1.02E-09	4.48E-12	3.814E-12	0.00441	0.00375	9.804	8.341
3	2.7	1.02E-09	4.01E-12	3.398E-12	0.00394	0.00334	8.763	7.431
4	2.7	1.02E-09	3.52E-12	2.969E-12	0.00346	0.00292	7.692	6.493
5	2.7	1.02E-09	2.95E-12	2.474E-12	0.00291	0.00243	6.456	5.411
6	2.7	1.02E-09	2.22E-12	1.840E-12	0.00218	0.00181	4.849	4.024
7	2.7	1.02E-09	1.33E-12	1.083E-12	0.00131	0.00107	2.904	2.369

Tabla 5.3 Derivas Inelásticas para la dimensión de columna de 45X45 cm.

Podemos apreciar que trabajando con una columna de 45x45 alcanzamos una deriva muy cercana al límite tolerable que hemos considerado ($\Delta/he = 0.01$) en el segundo nivel. En la tabla 5.4 se aprecian las cortantes basales obtenidas de los análisis estático y dinámico.

Cortantes (ton)	Análisis Estático	Análisis Dinámico	80% V estático
Dirección XX	212.80	193.90	170.24
Dirección YY	218.45	199.30	174.76

Tabla 5.4 Cortantes Básales obtenidas de los análisis estático y dinámico



5.3 Diseño

Se utilizó el método de diseño por resistencia, el cual es un diseño por estados límites. La resistencia de la sección deberá ser mayor que las solicitaciones internas combinadas por factores de amplificación característicos de los estados anteriormente mencionados.

$$\text{RESISTENCIA} \geq \Sigma (\text{CARGAS INTERNAS} * \text{FACTORES})$$

Combinaciones de Diseño

Las 5 combinaciones que usamos para el diseño, según la norma de Cargas E 020 son:

$$1.5CM + 1.8CV$$

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

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

$$0.9CM \pm Sx$$

$$0.9CM \pm Sy$$

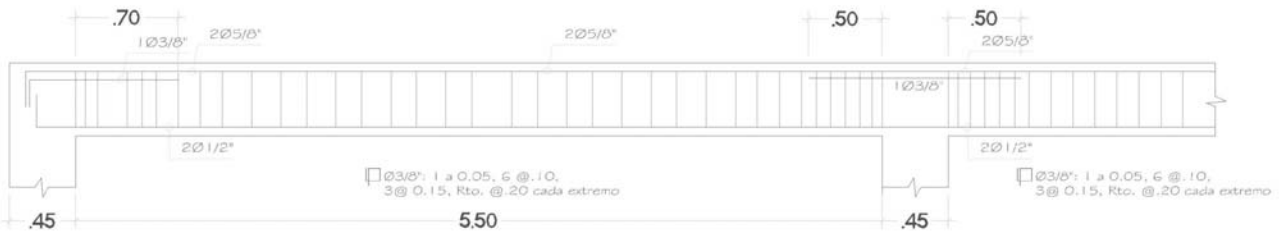
5.3.1 Diseño de Vigas

Para diseñar las vigas utilizamos la curva envolvente de todas las combinaciones de carga. La redistribución de momentos estuvo por debajo del 20%. Para el diseño por fuerzas cortantes se utilizó la capacidad relativa de corte y flexión dada por la siguiente expresión:

$$Vr \geq \frac{M_{izq} + M_{der}}{L} + \frac{w.l}{2}$$

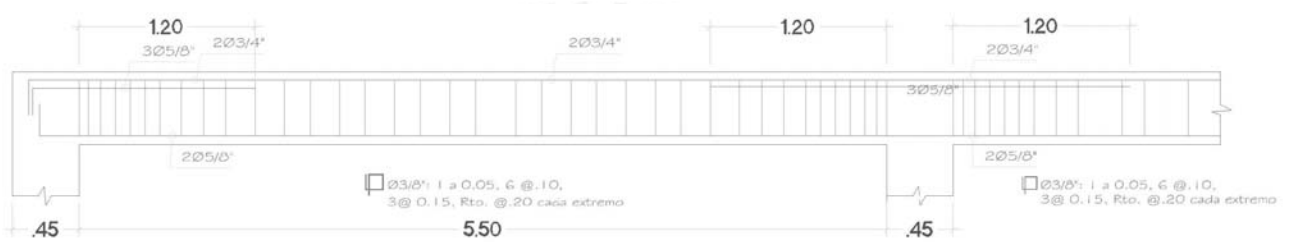
El diseño de los estribos estuvo gobernado por criterios de confinamiento para solicitaciones sísmicas y no por criterios de capacidad a corte. Se utilizó estribos de 3/8" con la siguiente distribución.

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



V6 (.25x.50) Viga Interior Transversal Azotea

La redistribución de los momentos en las vigas estuvo entre 15% y 13% de tal manera que se mantuvo por debajo del 20% de acuerdo a la norma peruana.



V4 (.25x.50) Viga Interior Transversal 1er Nivel

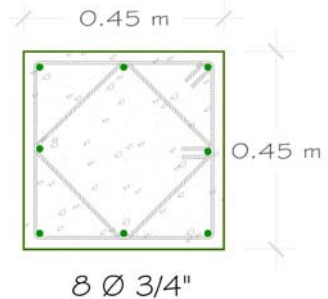
Fig. 5.1 Diseño de la viga interior transversal

5.3.2 Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se elaboraron diagramas de interacción asumiendo distribuciones de acero cuya resistencia debería de ser mayor a las solicitaciones provenientes de las combinaciones de carga. El resultado obtenido indicaba que para cuantías muy bajas se seguía cumpliendo con las solicitaciones de carga demandadas, resultando un poco ilógico colocar 4 varillas de 1/4" para una columna de un edificio de 7 pisos. Por lo tanto, nos basaremos en el criterio de diseño de la Norma Peruana de Concreto Armado donde se indica que la cuantía de acero longitudinal mínima deberá ser del 1.0% del área de la sección. Para el caso del edificio que desarrollaremos que cuenta con columnas de 0.45m x 0.45m desarrollando un área de sección de 2025cm², le corresponde una cuantía de 20.25 cm², distribuidos de manera simétrica utilizando 8 fierros de 3/4", y en los niveles superiores la cuantía corresponde a la colocación de 4 fierros de 5/8".

A continuación mostraremos la verificación de la columna con mayor carga axial de acuerdo a las combinaciones.

NIVEL	COLUMNA			ACERO COLOCADO
	ESQUINERA C1	LATERAL C2	INTERNA C3	
1er Nivel	60.67	104.11	176.94	8 Ø 3/4"
2do Nivel	51.98	88.77	149.29	8 Ø 3/4"
3er Nivel	42.94	73.26	122.27	8 Ø 3/4"
4to Nivel	33.79	57.58	95.46	4 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"
5to Nivel	24.5	41.78	68.89	4 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"
6to Nivel	15.14	25.9	43.63	4 Ø 5/8"
7mo Nivel	5.65	9.92	16.18	4 Ø 5/8"



Según observamos en el diagrama, el diseño cumple las exigencias de las diferentes combinaciones de carga. A continuación se muestra los resultados de las capacidades a flexión de los elementos:

NIVEL \ NUDO	NUDO INTERIOR XX			NUDO EXTERIOR XX		
	Vigas Φ Mn	Columnas Φ Mn	ΦMncol/ΦMnvi gas	Vigas Φ Mn	Columnas Φ Mn	ΦMncol/ΦMnvi gas
Superior	20.9	28.32	1.4	14.4	25.0	1.7
Intermedio	20.9	46.9	2.2	14.4	38.4	2.7
Inferior	26.34	66.73	2.5	17.0	53.0	3.1

El cociente de capacidades de columnas respecto al de vigas, es mayor al mínimo exigido por el código peruano de diseño en concreto armado.

$$\frac{\sum \phi M_{ncol}}{\sum \phi M_{nviga}} \geq 1.4$$

5.4 Modelo Inelástico

5.4.1 Modelos de comportamiento para materiales

Se utilizó el modelo de Mander para los diagramas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado, descrito en el acápite 2.2.1. Se empleó el valor de 1% para la deformación máxima del concreto (ϵ_c max), debido a que no toda la sección de vigas y columnas corresponde a secciones de concreto confinado. En los diagramas esfuerzo-deformación obtenido para vigas y columnas, se puede observar que las deformaciones máximas de los concretos asumidos, son inferiores a las obtenidas del modelo utilizado.



5.4.2 Diagramas Momento vs. Curvatura y Momento vs. Giro

Para desarrollar los diagramas momento-curvatura de las secciones obtenidas del diseño de vigas y columnas; se emplearon los diagramas esfuerzo-deformación indicados en la sección 5.4.1 con los valores puntuales mostrados en la tabla 5.4.2.a

Parámetro		Unidad	Viga	Columna
Esfuerzo máximo del concreto	f'_c	Kg/cm ²	284	346.5
Deformación donde se produce f'_c	ϵ_0		0.0055	0.0085
Esfuerzo asociado al agotamiento del concreto	f_u	Kg/cm ²	218	309
Deformación de agotamiento del concreto	ϵ_{cu}		0.0290	0.0285
Deformación máximo del concreto	$\epsilon_{C_{max}}$		0.01	0.01
Esfuerzo de fluencia en el acero	f_y	Kg/cm ²	4200	4200
Esfuerzo máximo en el acero	f_u	Kg/cm ²	7062	7062
Deformación asociada al esfuerzo máximo 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 5.4.2.a Parámetros empleados en los diagramas Esfuerzo vs. Deformación

Para las secciones en los extremos de las vigas se obtuvieron diagramas tanto para el momento positivo como negativo. La figura 5.4.2.a muestra los diagramas para la viga interior en la dirección Y del primer piso correspondiente a una deformación máxima del 1% en el concreto.

En la elaboración del diagrama momento-curvatura en columnas se considero como carga axial la suma de carga muerta y viva. La tabla 5.4.2.b muestra los valores de carga axial empleados para los tres tipos de columna según su ubicación.



Piso	Cargas en columnas (Ton)		
	Esquinera	Central	Lateral
1	60.67	176.94	104.11
2	51.98	149.29	88.77
3	42.94	122.27	73.26
4	33.79	95.46	57.58
5	24.5	68.89	41.78
6	15.14	43.63	25.9
7	5.65	16.18	9.92

Tabla 5.4.2.b Cargas Axiales para las columnas.

El diagrama momento-curvatura en columnas solo se calculo para un sentido, porque la armadura es simétrica. La figura 5.4.2.a muestra el diagrama momento-curvatura para la columna central del primer piso (línea verde) y para una viga típica (línea roja) correspondiente a una deformación máxima de 1% en el concreto.

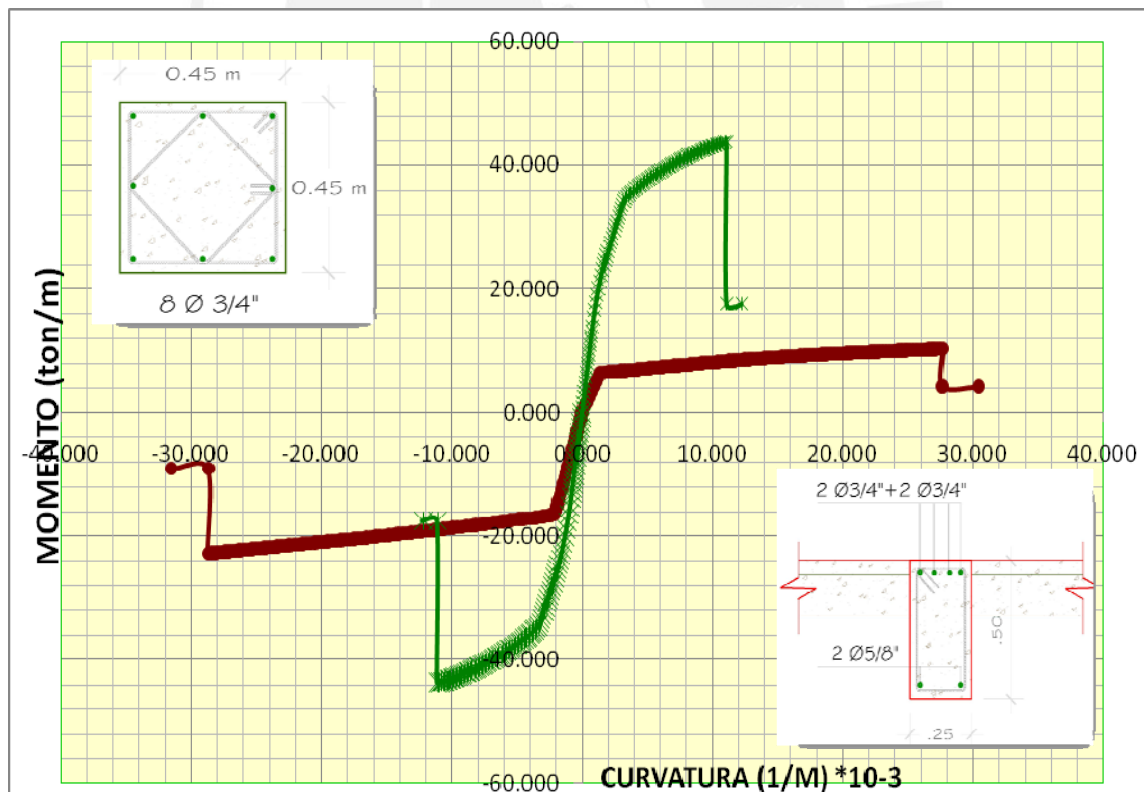


Figura 5.4.2.a Diagrama Momento vs. Curvatura para viga típica y columna central de primer piso



Para obtener los diagramas momento-giro de cada elemento (vigas y columnas), se multiplicaron los diagramas momento-curvatura por un factor equivalente a la longitud de rotula igual a 0.45 del peralte del elemento. Para las vigas se obtuvo un factor de $0.45 \cdot 0.5 = 0.225\text{m}$ y para las columnas un factor de $0.45 \cdot 0.45 = 0.2025\text{m}$.

Por ultimo los diagramas de 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.

Para determinar la idealización final del diagrama momento-giro se uso un tramo de caída vertical desde el punto de momento máximo hasta el 40% del mismo (punto D), luego se utilizo un tramo horizontal con un desplazamiento adicional igual al 10% del desplazamiento asociado al momento máximo (punto E). La figura 5.4.2.b, muestra la idealización de la curva momento-giro.

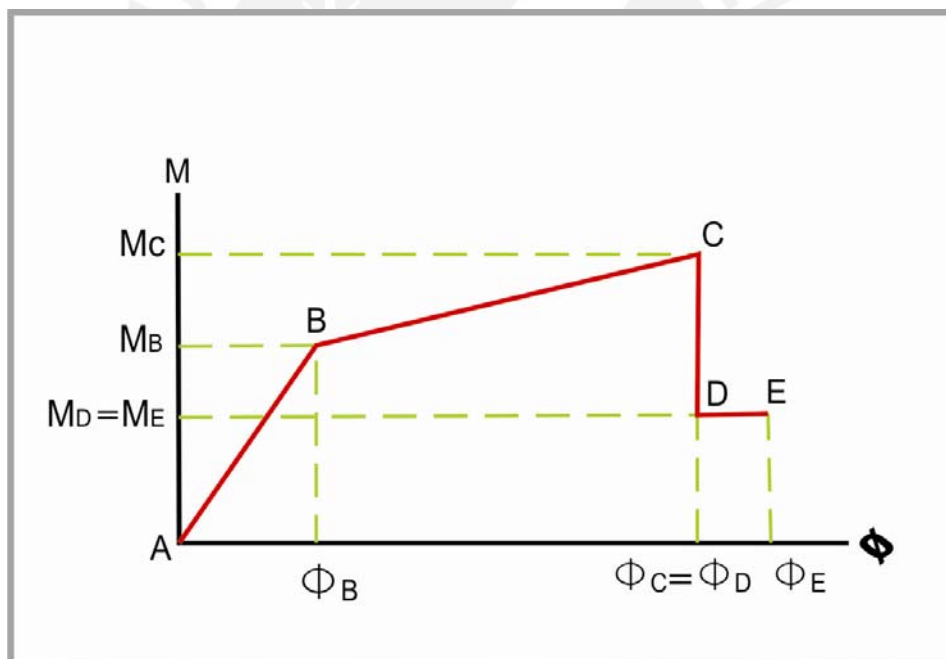


Figura 5.4.2.b Idealización del diagrama momento-giro

Para describir una rótula se debe utilizar las coordenadas del punto B (momento y giro de fluencia) y el resto de puntos expresados mediante factores de sobrerresistencia y ductilidad respecto al punto B. La tabla 5.4.2.c, es un ejemplo de una rotula de una viga típica. (Ver Anexo 1, se muestra los puntos notables de cada rotula utilizada en vigas y columnas).

Cuadro de rótula en viga típica				
	Momento	Giro	Momento/pto. B	Giro/pto. B
-E	-9.122	-31.584	-0.55	-12.85
-D	-9.122	-28.713	-0.55	-11.68
-C	-22.806	-28.713	-1.37	-11.68
-B	-16.704	-2.457	-1.00	-1.00
A	0	0	0.00	0.00
B	6.524	1.778	1.00	1.00
C	10.284	27.704	1.58	15.58
D	4.114	27.704	0.63	15.58
E	4.114	30.475	0.63	17.14

Tabla 5.4.2.c Descripción de una rótula en viga típica

La figura 5.4.2.c, muestra el diagrama momento-giro para el extremo de una viga interior dirección Y-Y de 5to piso correspondiente a 1% de deformación máxima del concreto.

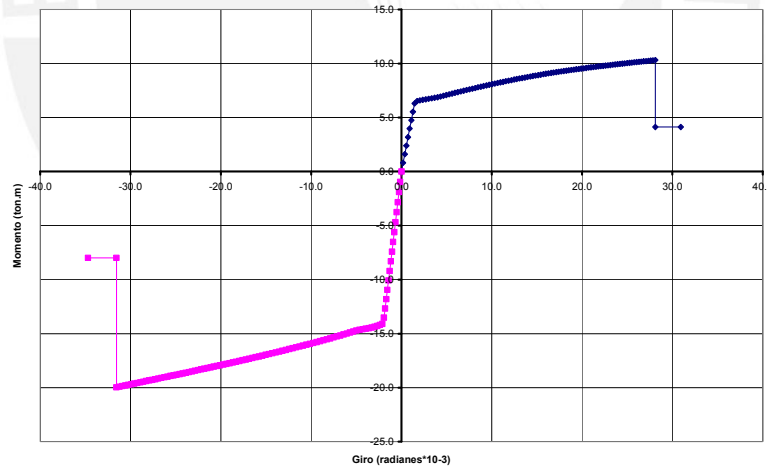


Figura 5.4.2.c Diagrama Momento vs. Giro de una viga interior 5to piso dirección Y-Y

La figura 5.4.2.d, corresponde a la columna central del primer piso para 1% de deformación máxima en el concreto.

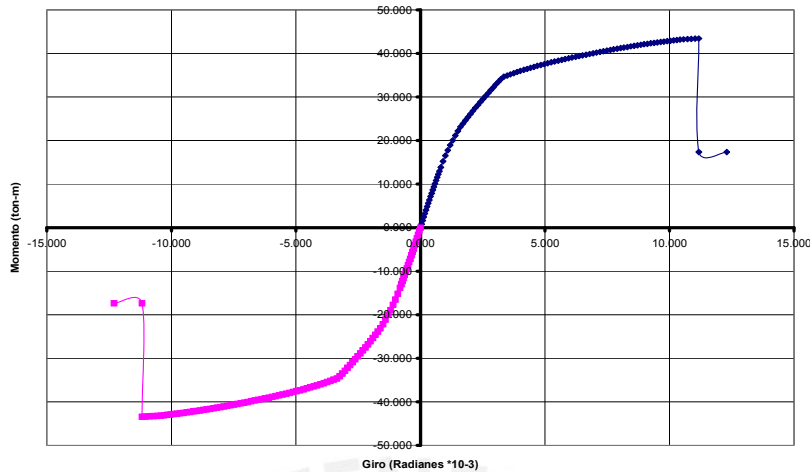


Figura 5.4.2.d Diagrama Momento vs. Giro de una Columna

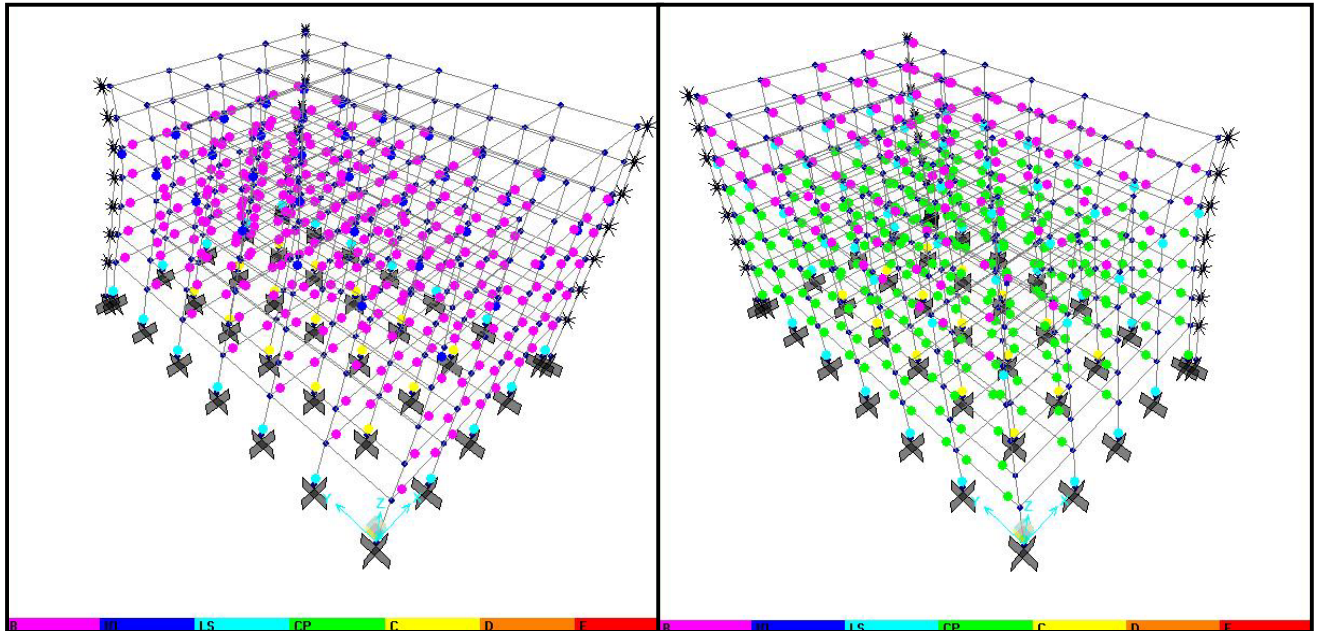
La tabla 5.4.2.d representa las sobrerresistencias y ductilidades de vigas y columnas, calculados respecto a la fluencia efectiva de los elementos en las diferentes rótulas asignadas en la estructura.

EDIFICIO 7 PISOS								
SOBRERRESISTENCIAS Y DUCTILIDADES								
Nivel	Elemento	POSITIVO (B)			NEGATIVO (A)			
		SR(C/B)	SR(B/U)	d	SR	SR(B/U)	d	
Vigas	Piso Típico 1-3	VINTIP	1.58	1.45	15.58	1.37	1.02	11.68
		VPETIP	1.20	0.91	16.37	1.45	0.93	16.29
	Piso Típico 4-6	VINTIP	1.58	2.32	16.18	1.42	0.94	14.95
		VPETIP	1.75	1.42	16.90	1.48	0.88	16.08
	Azotea	VINPEAZ	1.80	1.89	26.21	1.68	1.08	25.98
Columnas	Superior	CINT6	1.24	2.36	4.70	1.24	2.36	4.70
		CLAT6	1.26	2.32	5.62	1.26	2.32	5.62
		CESQ6	1.35	2.41	8.12	1.35	2.41	8.12
	Intermedio	CINT4	1.21	1.61	4.22	1.21	1.61	4.22
		CLAT4	1.23	2.10	5.12	1.23	2.10	5.12
		CESQ4	1.14	1.78	7.12	1.14	1.78	7.12
	Inferior	CINT1	1.27	1.51	3.81	1.27	1.51	3.81
		CLAT1	1.24	1.37	4.25	1.24	1.37	4.25
		CESQ1	1.28	1.38	6.45	1.28	1.38	6.45

Tabla 5.4.2.d Sobrerresistencias y Ductilidades de los elementos de la estructura

5.4.3 Modelo del Edificio

Se emplearon rótulas en los extremos de todos los elementos, columnas y vigas. La figura 5.4.3.a muestra el modelo del edificio de 7 pisos en el programa SAP2000. (anexo 1)



Dirección x-x (Step23)

Dirección y-y (Step 25)

La tabla 5.4.3.a muestra algunos datos generales del modelo desarrollado del edificio

	Número de elementos	Número de rótulas
Columnas	245	490
Vigas	406	812
Total	651	1302

Tabla 5.4.3.a Número de elementos y rótulas para la estructura

5.4.4 Resultados del análisis de desplazamiento incremental

El patrón de desplazamientos incrementales esta condicionado al modo más representativo de cada dirección; el modo 1 para la dirección X y el modo 2 para la dirección Y respectivamente. El centro de gravedad de la azotea es usado como punto para el control de desplazamientos. El análisis de desplazamientos incrementales se detuvo cuando se produjo la ruptura de la primera rótula plástica. (Ver anexo 2)

- Curva de Capacidad y puntos de interés:

La figura 5.4.4.a muestra la curva de capacidad del edificio para la dirección transversal X-X correspondiente a la deformación máxima del concreto de 1%.

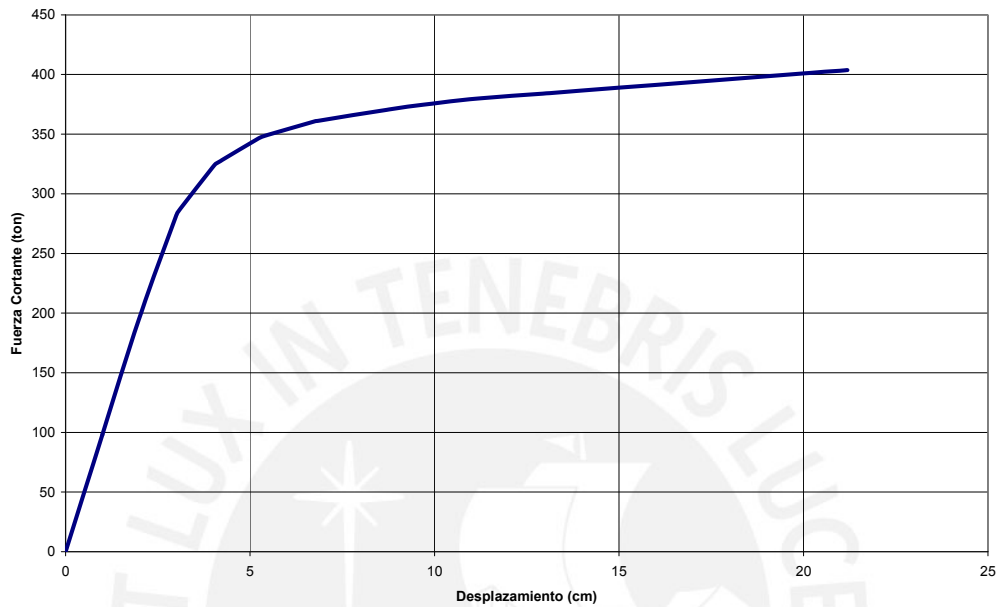


Figura 5.4.4.a Curva de Capacidad para 1% de deformación máxima de concreto

La tabla 5.4.4.a presenta los puntos de interés obtenidos para cada dirección, considerando el 1% de deformación máxima del concreto.

Dirección	Puntos Importantes	V (Ton)	Δ (cm.)
X-X	Diseño	193.90	1.85
	1ra rotula	195.20	1.99
	Fluencia efectiva	346.03	5.21
	Colapso	403.70	21.20
Y-Y	Diseño	199.30	1.79
	1ra rotula	209.70	1.97
	Fluencia efectiva	358.86	6.74
	Colapso	449.00	26.60

Tabla 5.4.4.a Fuerzas Cortantes y desplazamientos del análisis incremental

- Sobrerresistencia y Ductilidad:

Tomando como partida los puntos de interés, se calcularon los cocientes de sobrerresistencia mostradas en la siguiente tabla 5.4.4.b, estos resultados se calcularon para una deformación máxima del concreto de 1%.

	Propiedad	X-X	Y-Y
Respecto a "V" Respecto a "V" de Diseño	SR 1 Rot/D	1.01	1.05
	SR Fe/D	1.78	1.80
	SR Col/D	2.08	2.25
Respecto a "V" de 1 era Rotula	SR Fe/1 Rot	1.77	1.71
	SR Col/1 Rot	2.07	2.14

Tabla 5.4.4.b Índices de Sobrerresistencia

En la tabla 5.4.4.c se muestran los cocientes de ductilidad estructural para 1% deformación máxima del concreto.

Propiedad	X-X	Y-Y
μ Col/1 Rot	10.65	13.50
μ Col/Fe	4.07	3.95

Tabla 5.4.4.c Ductilidades

La tabla 5.4.4.d muestra los valores de fuerza y desplazamiento para ambas direcciones, con un valor máximo de 1% de deformación máxima del concreto, correspondiente a las derivas de 5 0/00, 7 0/00 y 10 0/00.

Dirección	Deriva 0/00	V (Ton)	D (cm.)
X-X	5	375.00	9.67
	7	385.40	13.55
	10	398.70	19.35
Y-Y	5	380.00	9.67
	7	395.30	13.55
	10	418.00	19.35

Tabla 5.4.4.d Fuerzas Cortantes y Desplazamientos para las derivas

La figura 5.4.4.b muestra la curva de capacidad para la dirección X-X con 1% de deformación máxima del concreto resaltando los puntos correspondientes a las derivas de 5 0/00, 7 0/00 y 10 0/00 se indica además los desplazamientos asociados a los niveles de desempeño.

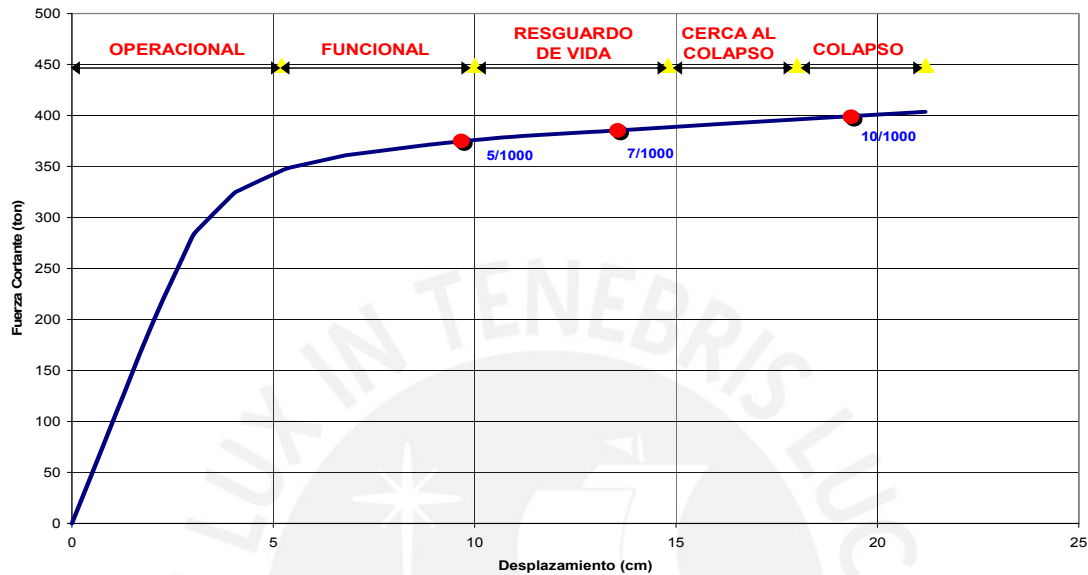


Figura 5.4.4.b Derivas para la dirección X-X con 1% de deformación del concreto

5.5 Representación del peligro sísmico.

El peligro sísmico se representa por espectros de demanda para cada nivel de sismicidad, para obtener estos espectros se debe 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 5.5.a

Sismo de Diseño		Aceleración asociada para la costa del Perú (g)
Sismos Frecuentes	SF	0.20
Sismos Ocasionales	SO	0.25
Sismos Raros	SR	0.40

Tabla 5.5.a Sismo de Diseño y su aceleración asociada

Para construir los espectros de demanda se usaron espectros de aceleración cuya forma se tomo de la propuesta del Uniform Building Code UBC (figura 5.5.a), la misma que corresponde a terremotos de subducción.

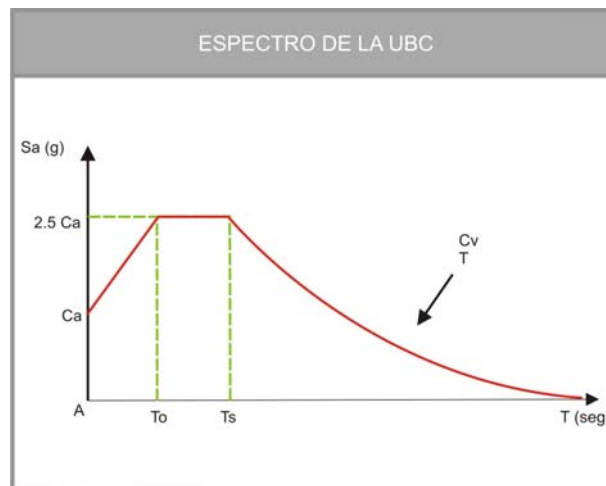


Figura 5.5.a Espectro de la UBC

En este espectro esquemático del UBC, los términos independientes son Ca y Cv y los periodos singulares (To y Ts) satisfacen las siguientes relaciones:

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

El espectro de la Norma Peruana (SENCICO 2003) corresponde a un evento de 500 años de periodo de retorno con una aceleración pico de 0.4g para la costa peruana con suelo bueno. El factor de amplificación de la Norma Peruana es de 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 seg. La figura 5.5.b muestra el espectro elástico de la Norma Peruana.

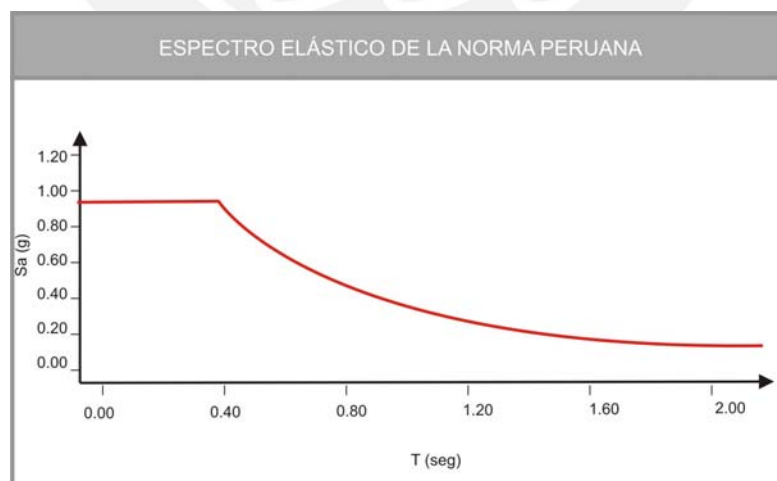


Figura 5.5.b Espectro Elástico de la Norma Peruana

Para relacionar este espectro con el esquema del UBC se determino que los valores C_a y C_v son 0.4. La figura 5.5.c muestra el espectro obtenido empleando el esquema UBC.

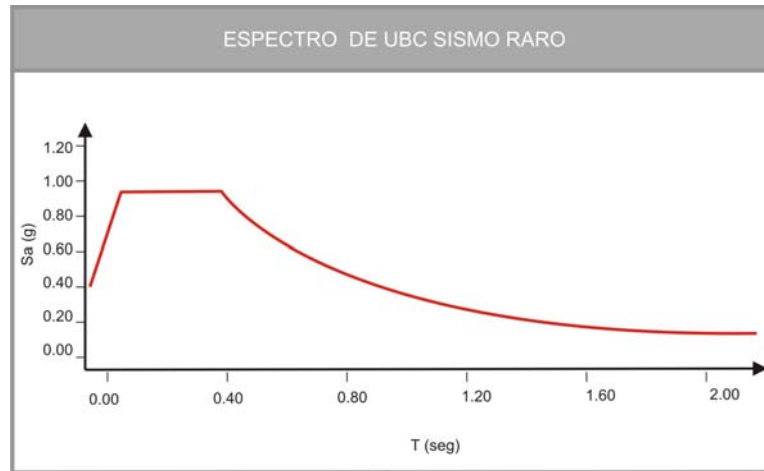


Figura 5.5.c Espectro de UBC Sismo Raro

Como se puede observar ambos espectros son coincidentes salvo en la zona de periodos muy cortos en la cual el espectro de la Norma Peruana E-030 no refleja tendencia hacia la aceleración pico del suelo. La tabla 5.5.b presenta los valores de C_a y C_v encontrados para cada uno de los sismos.

Sismo de diseño		Aceleración asociada para la costa del Perú (g)	C_v	C_a
Sismos Frecuentes	SF	0.20	0.20	0.20
Sismos Ocasionales	SO	0.25	0.25	0.25
Sismos Raros	SR	0.40	0.40	0.40

Tabla 5.5.b Equivalencia de la Norma Peruana con la propuesta de la UBC

Finalmente se obtuvieron los espectros de aceleración para los 3 niveles de sismicidad en la figura 5.5.d y luego los espectros de demanda que se muestran en la figura 5.5.e

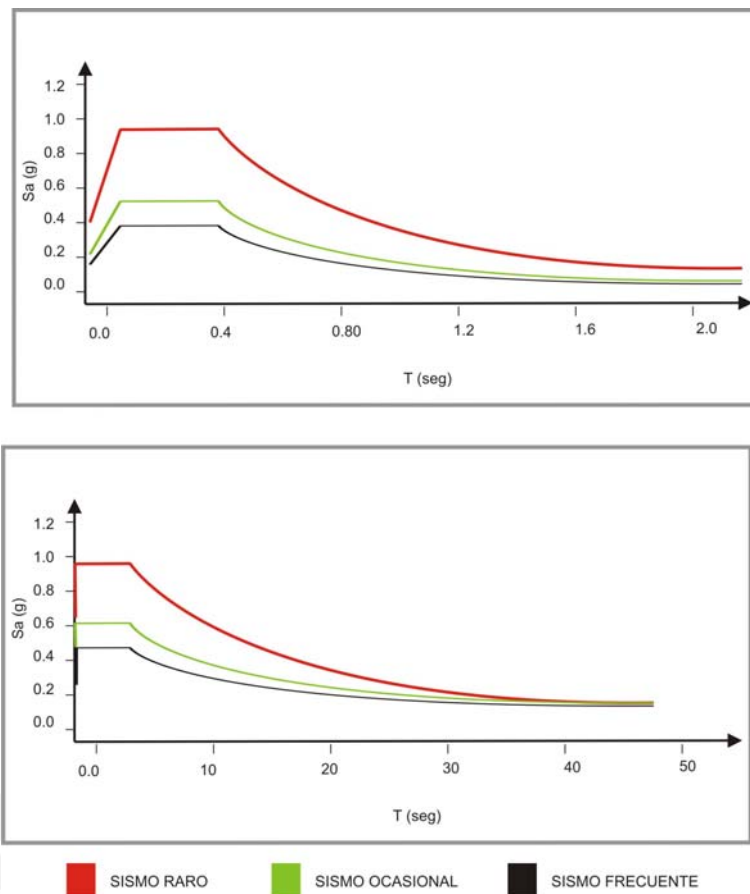


Figura 5.5.d/ Figura 5.5.e

Sismo Raro: línea roja - Sismo Ocasional: línea verde - Sismo Frecuente: línea celeste

5.6 Respuesta del Edificio ante los 3 niveles de demanda

Se determinó la respuesta del edificio ante los tres niveles de peligro, se obtuvieron los puntos de demanda mostrados en la tabla 5.6.a

		E _{cmax} =1%	
Dirección	Sismo	V (ton)	Δ (cm.)
X-X	SF	355.87	6.20
	SO	367.84	8.20
	SR	393.98	17.10
Y-Y	SF	351.10	6.10
	SO	368.30	8.10
	SR	408.82	16.80

Tabla 5.6.a Puntos de Demanda

La tabla 5.6.a presenta las demandas de ductilidad de los sismos de diseño para la estructura y los elementos mas esforzados, se considera como mas esforzado aquel elemento que primero llega o esta mas cerca del colapso.

Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la fluencia efectiva					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		5/1000	7/1000	10/1000	SF	SO	SR
X-X	Estructura	1.86	2.60	3.71	1.19	1.57	3.28
	Columna	0.85	1.52	2.88	0.14	0.62	2.30
	Viga	3.27	4.43	6.84	2.06	2.87	5.81
Y-Y	Estructura	1.43	2.01	2.87	0.91	1.20	2.49
	Columna	0.63	1.51	2.83	0.00	0.36	2.11
	Viga	2.66	4.02	6.07	1.71	2.25	4.95

Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la primera rótula					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		5/1000	7/1000	10/1000	SF	SO	SR
X-X	Estructura	4.86	6.81	9.72	3.12	4.12	8.59
	Columna	0.85	1.52	2.88	0.14	0.62	2.30
	Viga	3.27	4.43	6.84	2.06	2.87	5.81
Y-Y	Estructura	4.91	6.88	9.82	3.10	4.11	8.53
	Columna	0.63	1.51	2.83	0.00	0.36	2.11
	Viga	2.66	4.02	6.07	1.71	2.25	4.95

Tabla 5.6.a Ductilidades Demandadas

La curva de capacidad correspondiente a 1% de deformación máxima del concreto para la dirección transversal sectorizadas según la recomendación del SEAOC, se muestra en la figura siguiente mostrando los puntos de demanda obtenidos para los tres niveles de amenaza sísmica.

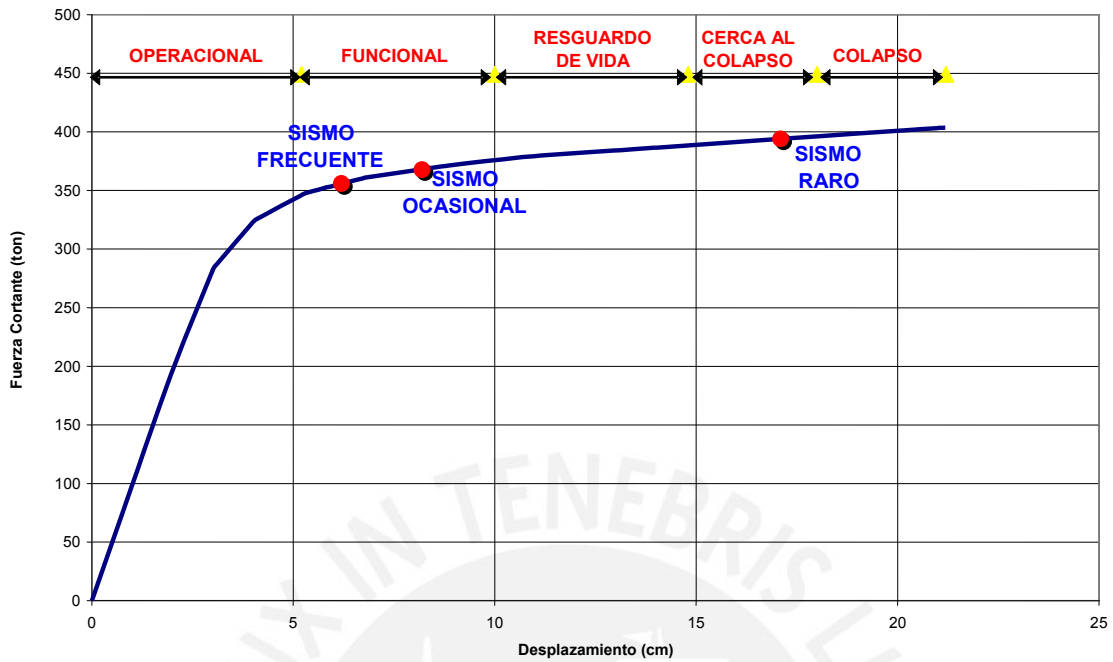


Figura 5.6.a Curva de Capacidad y Puntos de Demanda de los tres Niveles de Amenaza Sísmica

5.7 Calificación del Desempeño

La tabla 5.7.a muestra el comportamiento de la estructura del edificio en la dirección transversal (X-X) para los tres niveles de demanda sísmica.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al Colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente				
	Sismo Ocasional				
	Sismo Raro				

Tabla 5.7.a Matriz de Desempeño Sísmico para la dirección transversal del edificio

La tabla 5.7.b muestra el comportamiento de la estructura del edificio en la dirección longitudinal (Y-Y) para los tres niveles de demanda sísmica.



		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al Colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente				
	Sismo Ocasional				
	Sismo Raro				

Tabla 5.7.b Matriz de Desempeño Sísmico para la dirección longitudinal del edificio

Estos resultados muestran que para un evento frecuente ($T_r=50$ años) el edificio quedaría ligeramente mas allá del rango elástico con pequeños daños en la dirección X-X y para la dirección Y-Y el edificio quedaría sin daño alguno ya que su desempeño sería operacional para dicho evento. Para eventos ocasionales la deriva alcanzada en ambas direcciones indica que el edificio tendría incursiones inelásticas pero quedaría funcional. Para eventos mayores la deriva alcanzada en la dirección X-X indica que el edificio estaría cerca al colapso con daños severos y para la dirección Y-Y el edificio resguardará la vida de sus ocupantes con daños moderados.



CAPITULO 6

DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE BAJA ALTURA

6.1 Organización del trabajo

Se consideraron 3 edificios aporticados iguales en su distribución de elementos y forma estructural; pero de diferentes niveles de 3, 5 y 7 pisos. Los 3 edificios se diseñaron para un mismo uso, ubicación y suelo de cimentación; bajo las exigencias de las normas peruanas vigentes de diseño. En el siguiente cuadro se muestran las características comunes a los 3 edificios.

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

Tabla 6.1 Características comunes en el trabajo grupal



Entre los 3 edificios, el número de pisos y las dimensiones de las secciones de las columnas son las 2 diferencias notables; el dimensionamiento de las columnas se obtuvo bajo el requerimiento de rigidez del código peruano como se explica líneas abajo.

6.2 Demandas de rigidez de la norma peruana del 2003

Los requerimientos de rigidez que se obtienen de las normas se deben a límites que se imponen a los desplazamientos laterales. Algunas normas establecen límites a los desplazamientos elásticos, estos límites se obtienen de las sollicitaciones sísmicas reducidas; otras normas o códigos como el peruano fijan límites para los desplazamientos máximos esperados en el régimen inelástico ante un evento severo [SENCICO, 2003]. Los requerimientos de rigidez dependen de los límites para las derivas como de los procedimientos para calcular los desplazamientos laterales.

6.2.1 Cálculo de desplazamientos laterales según la norma peruana

- Modelo y desplazamientos para sollicitaciones reducidas

La norma peruana de diseño sismorresistente permite calcular los desplazamientos utilizando el modelo elástico junto a sollicitaciones que se han reducido por consideraciones de ductilidad y sobrerresistencia. Para el cálculo de las derivas de entrepiso se utiliza 2 procedimientos: el método estático y el método dinámico.

Los desplazamientos de un edificio, en el método estático se obtienen como la respuesta elástica a fuerzas estáticas reducidas. En el método dinámico los desplazamientos se determinan usando procedimientos de superposición espectral. El espectro de análisis reducido se expresa por:

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

De la superposición modal se obtiene la respuesta elástica máxima esperada utilizando los modos más representativos en cada dirección.

- Cálculo de los desplazamientos máximos esperados

En el régimen inelástico, los desplazamientos máximos se obtienen amplificando los desplazamientos elásticos máximos por el factor 0.75R. En el análisis elástico los desplazamientos se reducen por el factor R y al obtener los desplazamientos



inelásticos se multiplican por el factor $0.75R$, por tanto para la norma peruana [SENCICO, 2003] los desplazamientos máximos esperados no dependen del valor del coeficiente de reducción R .

6.2.2 Desplazamiento lateral propuesto para la norma

El desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura del entrepiso debe ser como máximo 0.01 ($\Delta / h_e \leq 0.01$). La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente para estructuras de concreto armado propone que la deriva debe ser como máximo 0.007 . En este caso en particular se propone un desplazamiento de entrepiso de 0.010 como máximo. Este límite debe satisfacerse en todos los puntos del sistema estructural de cada entrepiso.

6.2.3 Dimensiones de columnas requeridas para controlar la deriva

Para los diferentes niveles de los edificios (3, 5, ó 7 pisos), se consideraron diferentes dimensiones para la sección transversal de las columnas (L). Se obtuvieron las derivas correspondientes y luego se construyeron curvas *Deriva vs. L*. Luego para cada edificio se determinó el valor mínimo del lado de columna (L_{min}), con el cual se puede obtener una deriva de entrepiso de 0.010 como máximo en ambas direcciones. La figura 6.2 muestra los valores obtenidos de L_{min} para cada edificio, redondeados a 5 cm.

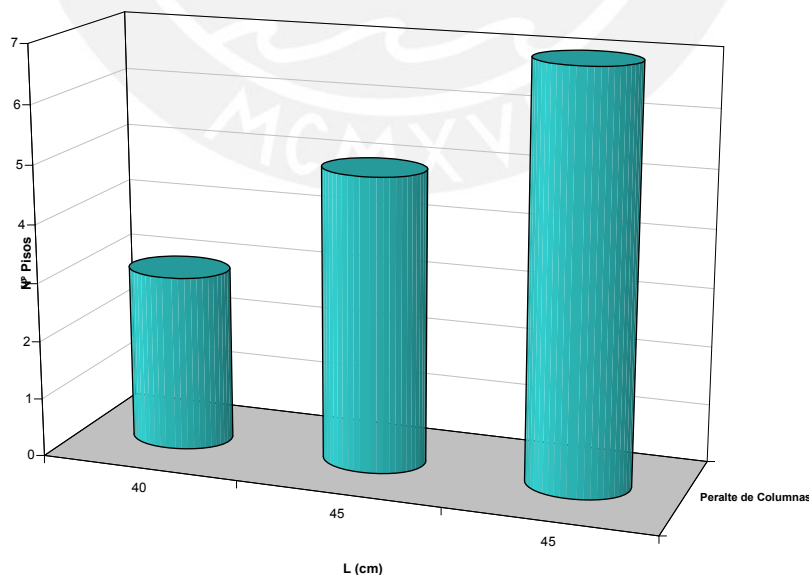


Figura 6.1 Peralte de columnas (L) vs. Número de Pisos (N° Pisos)

Con las dimensiones de columna mostrados se realizó el diseño en concreto armado bajo las exigencias de la norma vigente NTE-E.060 [ININVI, 1990] y se completo el análisis estructural.

6.3 Ductilidad y sobrerresistencia global

En el cuadro siguiente se muestran los puntos de interés de las curvas de capacidad de los 3 edificios estudiados para una deformación máxima del concreto de 1%.

Dirección	N° Pisos	Puntos Notables							
		Diseño		1ra. Rótula		Fluencia Efectiva		Colapso	
		D (cm.)	V (ton)	D (cm.)	V (ton)	D (cm.)	V (ton)	D (cm.)	V (ton)
Transversal	3	1.18	124.32	1.78	187.05	3.53	275.64	13.61	364.69
	5	1.36	188.33	1.46	202.77	3.77	363.25	15.24	465.36
	7	1.85	193.90	1.99	195.20	5.21	346.03	21.20	403.70
Longitudinal	3	1.15	126.80	1.77	194.84	3.48	283.22	13.16	371.51
	5	1.32	193.05	1.46	213.26	3.95	385.99	15.30	483.58
	7	1.79	199.30	1.97	209.70	6.74	358.86	26.60	449.00

Tabla 6.2 Puntos de interés de edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos

Con los desplazamientos del cuadro anterior se obtuvieron los índices de ductilidad correspondientes a la **Fluencia Efectiva** y a la formación de la **Primera Rótula**, los cuales se muestran en la siguiente figura 6.2.

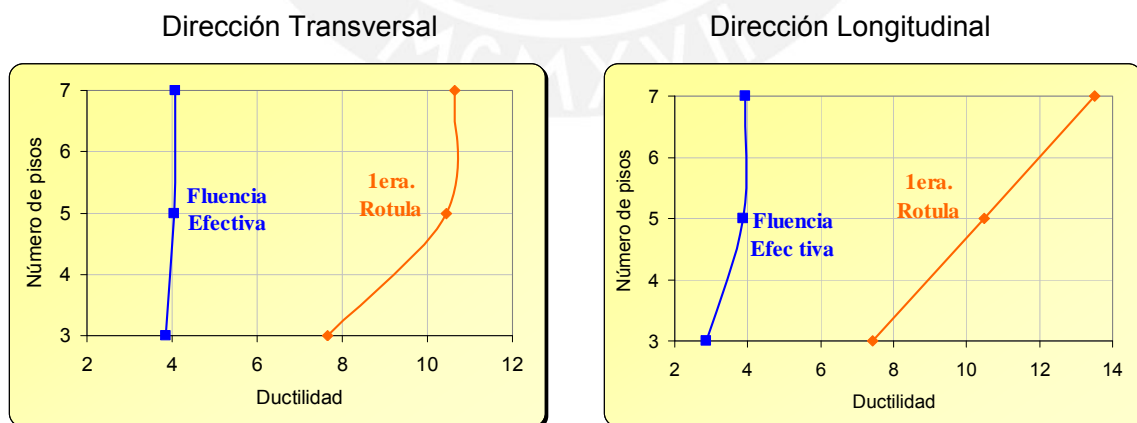


Figura 6.2 Ductilidades en edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos para $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

Los índices de sobrerresistencia se estimaron con los cocientes de las fuerzas cortantes de los puntos notables presentados en la tabla 6.2 y cuyos resultados se muestran en las figuras 6.3, 6.4 y 6.5.

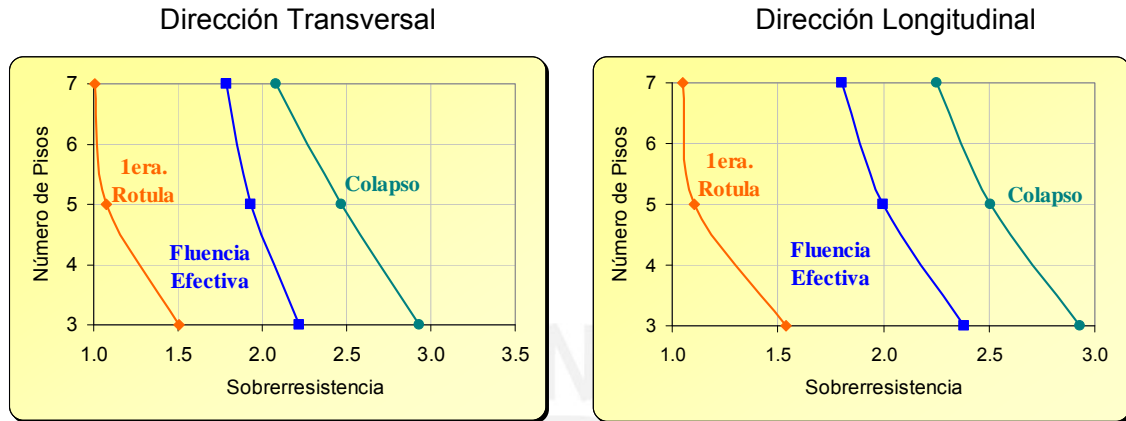


Figura 6.3 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos respecto a la **cortante de diseño** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

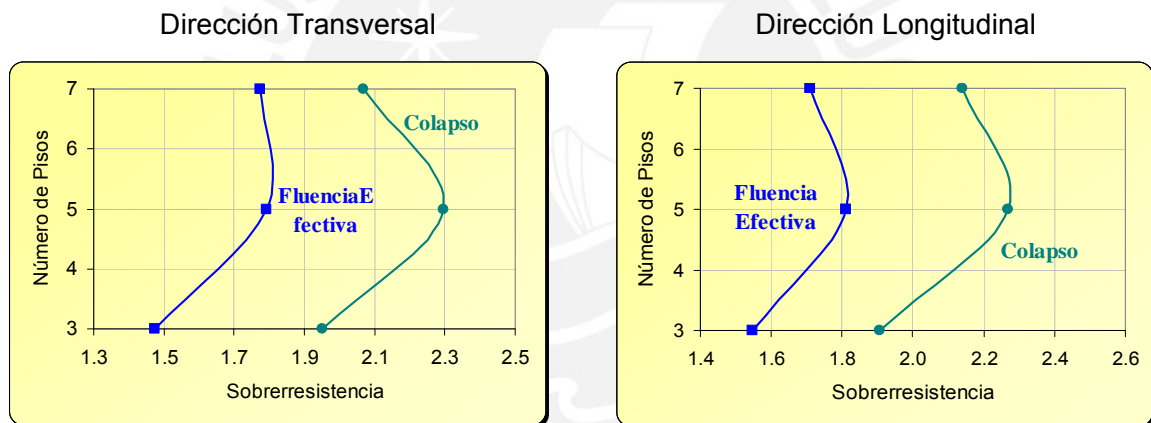


Figura 6.4 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3, 5 y 7 pisos respecto a la **primera rotula** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

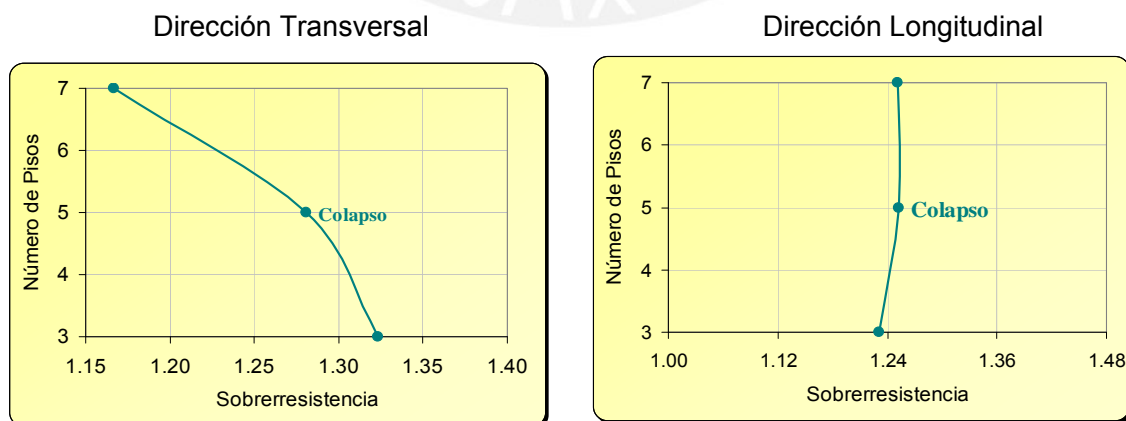
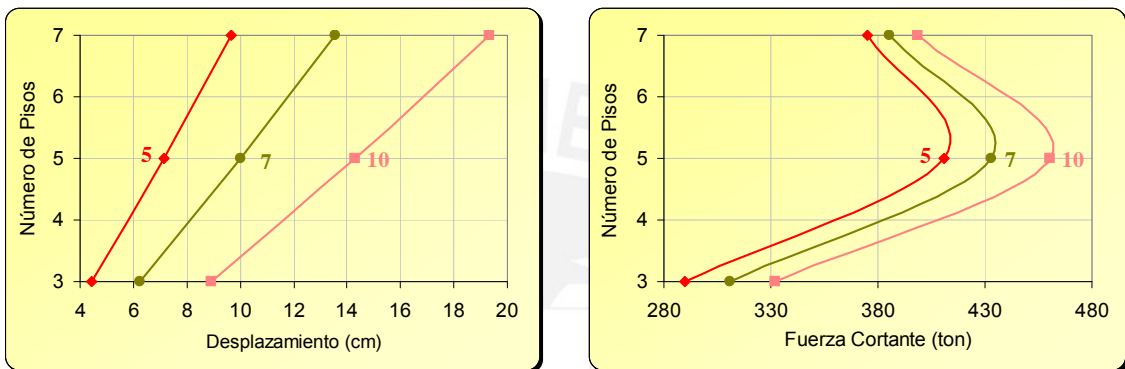


Figura 6.5 Sobrerresistencia en edificios aporticados peruanos de 3 5 y 7 pisos respecto a la **fluencia efectiva** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

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

Dirección Transversal:



Dirección Longitudinal:

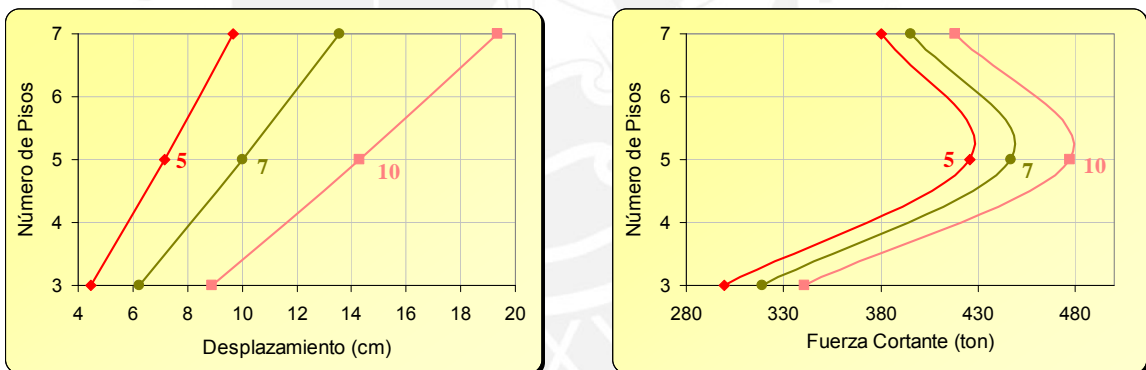


Figura 6.6 Desplazamiento y cortante basal para derivas de 5‰ , 7‰ y 10‰ para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

Las ductilidades globales asociadas a las derivas indicadas (5‰ , 7‰ y 10‰) se muestran en la siguiente figura, calculadas respecto al desplazamiento asociado al punto de fluencia efectiva y considerando una deformación máxima del concreto de 1%.

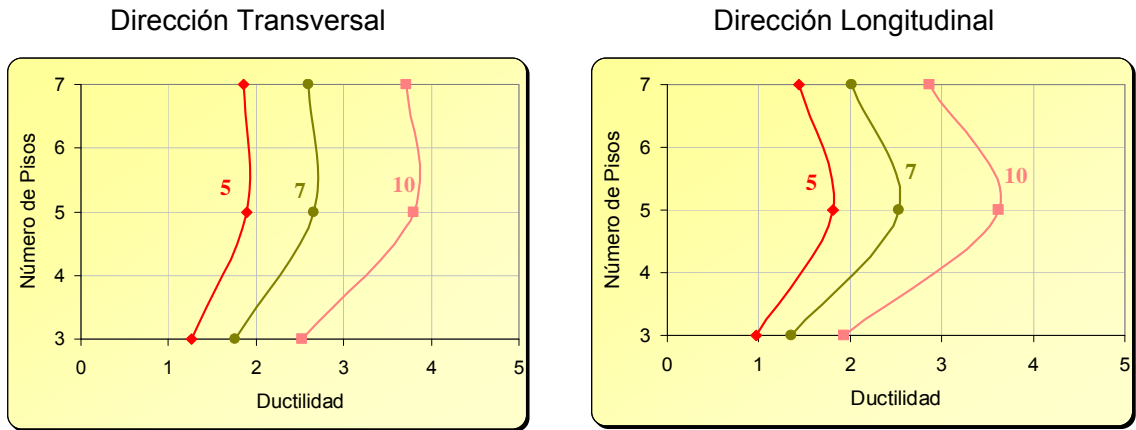
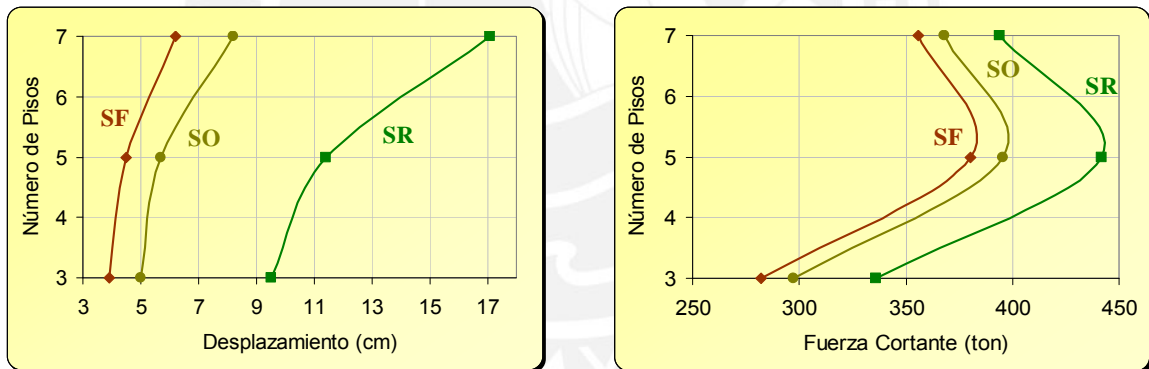


Figura 6.7 Ductilidades respecto a la fluencia efectiva para derivas de 5^o/₁₀₀, 7^o/₁₀₀ y 10^o/₁₀₀ para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

6.4 Desempeño de edificios aporticados ante los sismos de demanda

Las siguientes figuras muestran los valores de fuerza cortante y desplazamiento asociados a los puntos de demanda de los sismos de diseño, en ambas direcciones y considerando una deformación máxima del concreto de 1 %.

Dirección Transversal:



Dirección Longitudinal:

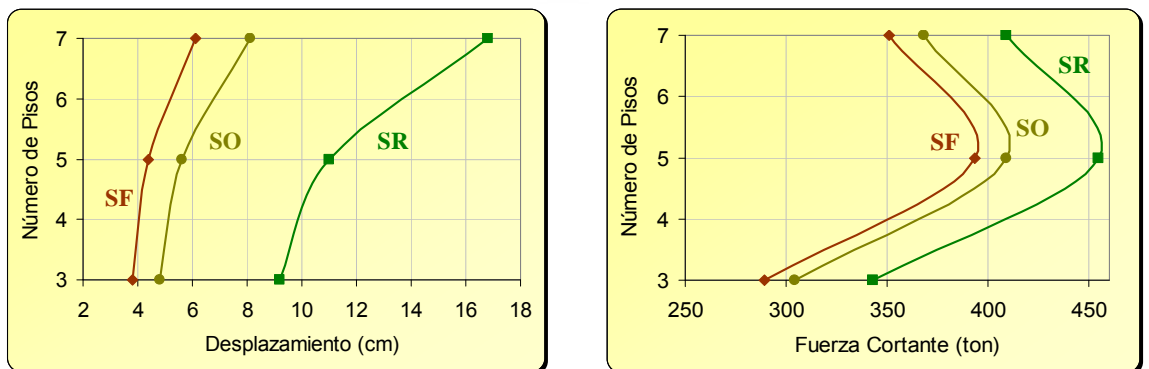


Figura 6.8 Desplazamientos y cortantes basales demandadas por los sismos de diseño para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

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

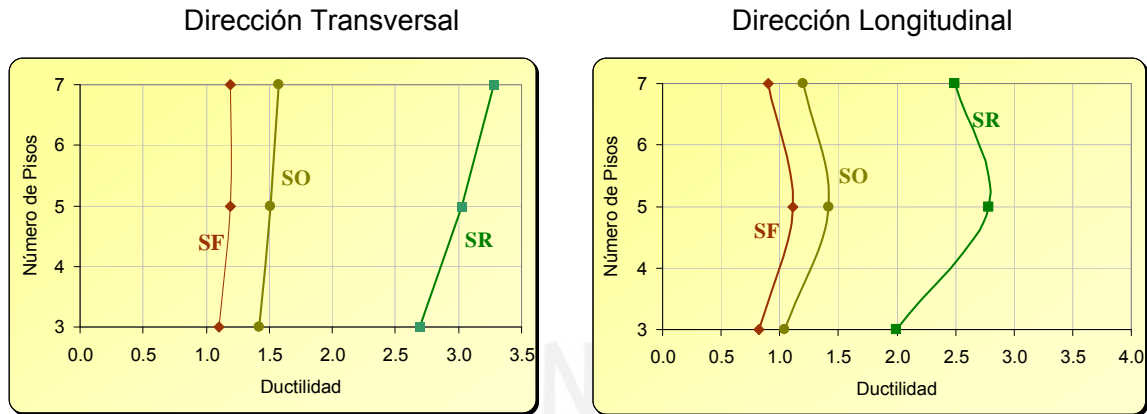


Figura 6.9 Ductilidades demandadas por los sismos de diseño respecto a la **fluencia efectiva** para $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

Los puntos de demanda para los sismos de diseño, en ambas direcciones, caen en diferentes zonas de la sectorización de la curva de Capacidad por el Comité Visión 2000 del SEAOC (SEAOC 1995,1999).

Se empleó el cociente porcentual, para cuantificar el porcentaje de incursión, entre el desplazamiento demandado por el sismo de diseño en la zona inelástica respecto al ancho total del rango inelástico de la curva de capacidad para ambas direcciones. Se muestra los porcentajes de incursión inelástica en la siguiente tabla.

Dirección	N° Pisos	Porcentaje (%)		
		SF	SO	SR
Transversal	3	4	15	59
	5	6	17	67
	7	6	19	74
Longitudinal	3	3	14	59
	5	4	15	62
	7	0	7	51

Tabla 6.3 Incursión porcentual de los puntos de demanda sísmicos respecto a la zona inelástica de la sectorización



CAPITULO 7

RESUMEN Y CONCLUSIONES

7.1 Resumen del comportamiento observado en el edificio de 7 pisos

7.1.1 Diseño del edificio de 7 pisos

La sección de las vigas fue fijada en 25x50 cm, a partir de esta sección se procedió con el diseño del refuerzo longitudinal de acuerdo a las demandas de resistencia. Para el refuerzo transversal se considero los criterios de confinamiento en los extremos de las vigas para obtener ductilidad en las caras cercanas a los nudos, utilizando estribos de 3/8" cada 10cm.

La sección transversal de las columnas se definió con la exigencia de rigidez lateral de una deriva de 10⁰/₁₀₀, de acuerdo a lo propuesto en este trabajo. Los resultados del análisis espectral muestran que para una deriva de 10⁰/₁₀₀, la sección de las columnas es de 45x45 cm. En ambas direcciones la deriva aproximada a 10⁰/₁₀₀ se produjo en el segundo piso. Bajo el criterio de diseño de acero mínimo se procedió con el diseño del refuerzo vertical, obteniéndose tres diseños diferentes de columna dependiendo del nivel. Se redujo la cuantía en los pisos más altos ya que se comprobó que con la cuantía del primer nivel la capacidad a flexo compresión estaba muy por encima de los requerimientos (P_u , M_u), teniendo como resultado una cuantía del 1.1% entre el 1er y 3er Piso, una cuantía del 1% en el 4to y 5to nivel, y finalmente una cuantía de 0.5% en el 6to y 7mo nivel.

7.1.2 Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales

En el siguiente grafico se presenta el diagrama Momento – Giro de una rotula para vigas con momento negativo. El punto de fluencia y de capacidad máxima se representa por los puntos (Φ_y , M_y) y ($\Phi_{m\acute{a}x}$, $M_{m\acute{a}x}$), respectivamente; mientras el punto (Φ_u , M_u) representa la demanda del código.

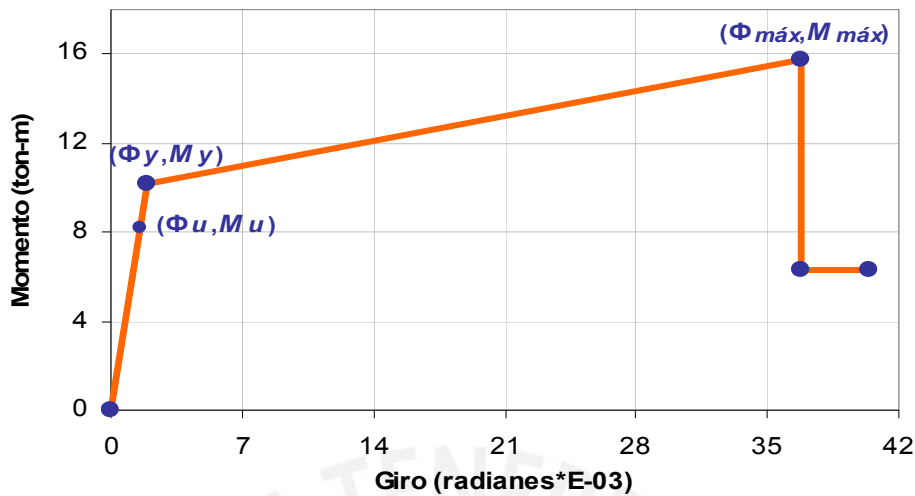


Figura 7.1 Diagrama momento-giro para viga de piso típico con momento negativo

En las vigas del edificio la ductilidad fue de $\Phi_{máx} / \Phi_y = 11.68$ respecto al giro de fluencia y la sobrerresistencia fue de $M_{máx} / M_y = 1.37$ respecto al momento de fluencia. El cociente entre el momento máximo resistente y el momento demandado por el código fue $M_{máx} / M_u = 1.40$. El punto demandado por el código es cercano al punto de fluencia de la rotula en la viga, $M_y / M_u = 1.02$. En las columnas la ductilidad tuvo un valor mínimo de $\Phi_{máx} / \Phi_y = 3.81$ y las sobrerresistencias tuvieron en promedio $M_{máx} / M_y = 1.27$, $M_{máx} / M_u = 1.99$ y $M_y / M_u = 1.51$. En el nudo central y esquinero del primer piso se obtuvo el cociente de capacidad de las columnas respecto al de la viga ($\Sigma\phi Mn_{COL} / \Sigma\phi Mn_{VIGA}$) con valores 2.5 y 3.1 respectivamente.

7.1.3 Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales

- Ductilidad global

Para la dirección longitudinal el edificio tendría una ductilidad global de $\mu_{COL} / \mu_{FE} = 3.95$ respecto a la fluencia efectiva y respecto a la primera rótula de $\mu_{COL} / \mu_{1ROT} = 13.50$

Para la dirección transversal el edificio tendría una ductilidad global de $\mu_{COL} / \mu_{FE} = 4.07$ respecto a la fluencia efectiva y respecto a la primera rótula de $\mu_{COL} / \mu_{1ROT} = 10.65$

- Resistencia

La primera rótula se formo con una fuerza cortante de $V_{1ROT} = 195.20$ ton; para la fluencia efectiva y la resistencia máxima corresponden valores de $V_{FE} = 346.03$ ton y $V_{MAX} = 403.7$ ton. Por lo tanto se tienen sobrerresistencias del orden de: $V_{MAX}/V_{1ROT} = 2.07$ y $V_{MAX}/V_{FE} = 1.17$

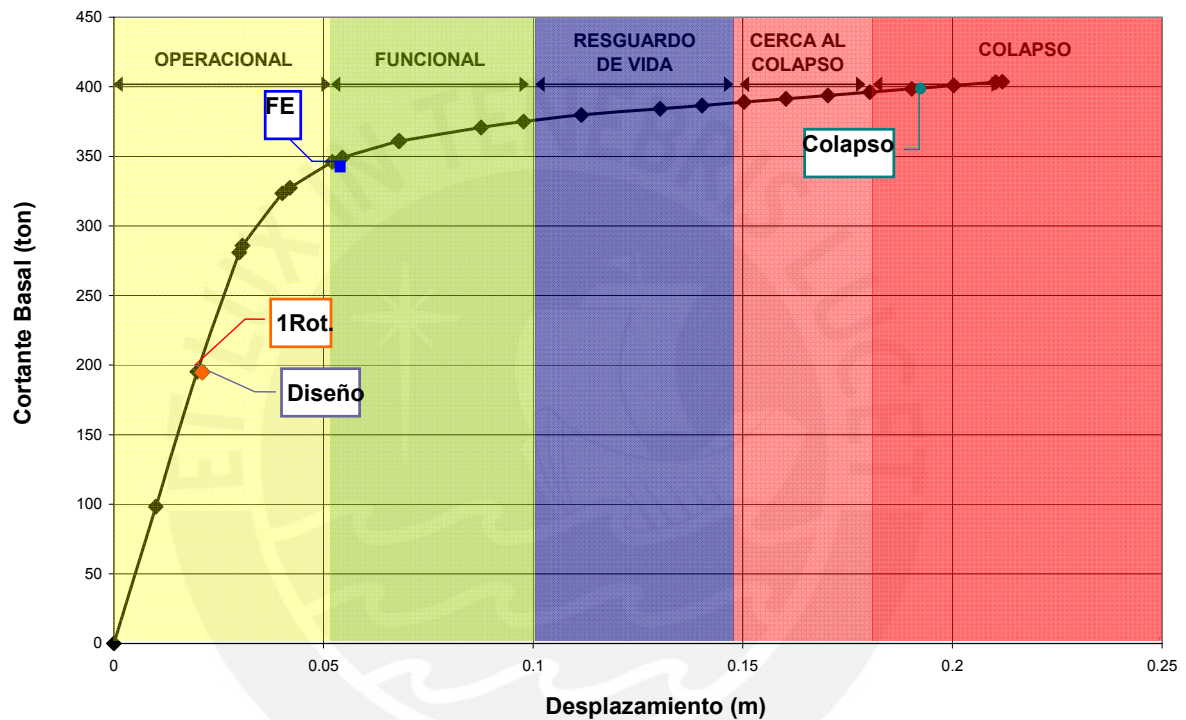


Figura 7.5 Puntos de interés en la curva de capacidad para la dirección transversal con $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

7.1.4 Capacidad estructural y demandas del Código Peruano

La resistencia requerida fue de 194 toneladas en la dirección transversal y los valores correspondientes a la primera rótula, a la fluencia efectiva y a la resistencia máxima fueron 1.0, 1.8 y 2.1 mayores que la cortante de diseño.



7.1.5 Desempeño sismorresistente esperado

- Sismos Frecuentes

Según los resultados mostrados para los sismos frecuentes, en la dirección transversal, la edificación alcanzaría 6.20 cm de desplazamiento en el techo y recibiría una fuerza cortante de 356 toneladas. Las columnas exteriores e interiores del primer piso mostrarán las primeras rotulas en su base, mientras que en las vigas de los 5 primeros pisos se formarán rotulas alcanzando una demanda de ductilidad del orden de 2.0.

En general la edificación estaría por encima del límite de fluencia efectivo y su desempeño calificaría como funcional para ambas direcciones de análisis.

- Sismos Raros

Los resultados mostraron que para sismos raros el edificio alcanzaría un desplazamiento máximo de 17.1 cm en la azotea y una fuerza cortante de 394 toneladas. La ductilidad demandada en la columna más exigida sería un valor de 2.3 y para la viga más exigida un valor de 5.8.

Para la estructura global se consumirá el 74% de su ductilidad global disponible; y de acuerdo al marco de referencia del SEAC (1995), la edificación se encontrará en el rango cercano al colapso y cubrirá el objetivo para el desempeño en sismos raros.

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

Para mantener la deriva por debajo del 10 por mil los resultados del estudio mostraron que en los edificios de 3, 5 y 7 pisos sería necesario emplear columnas cuadradas de dimensiones entre 40 y 45 cm. Aun con esta deriva menos exigente las capacidades a flexión de columnas respecto de las vigas concurrentes a un nudo estuvieron entre 1.4 y 3.1 valores que satisfacen a lo que actualmente es el código peruano de concreto.

La ductilidad global de los edificios de estructuras aporticadas estuvo entre 2.85 y 3.95 con respecto a la fluencia efectiva, y las sobrerresistencias respecto a la cortante de diseño nos dieron los siguientes valores



$$V_{1ROT}/V_D = 1.01 \text{ a } 1.54, V_{FE}/V_D = 1.78 \text{ a } 2.38 \text{ y } V_{COL}/V_D = 2.08 \text{ a } 2.93$$

7.2.1 Desempeño en sismos frecuentes

El punto de demanda de un sismo frecuente para todos los edificios estudiados, se ubico por encima del límite elástico salvo para una de las direcciones del edificio de 7 pisos.

La ductilidad demandada sobre estos edificios estuvo en el rango de 0.91 (7 pisos), 1.11 (5 pisos) y 1.09 (3 pisos) en la dirección longitudinal; y en el rango de 1.1 (3 pisos), 1.2 (5 y 7 pisos) en la dirección transversal. En conclusión puede decirse que los edificios entre 3 y 7 pisos quedarían en un rango funcional en un sismo frecuente.

7.2.2 Desempeño en sismos raros

El punto de demanda de un sismo raro para el edificio de 3 pisos se ubico dentro de la zona de resguardo de vida; sin embargo para los edificios de 5 y 7 pisos, dicho punto se ubico dentro de la zona cercana al colapso. Los tres edificios analizados consumieron casi todo el rango de ductilidad alcanzando la zona cercana al colapso. La ductilidad de estas estructuras (3, 5 y 7 pisos), consumida respecto a la fluencia efectiva estuvo en el rango de 2.69, 3.02 y 3.28 para la dirección transversal y para la dirección longitudinal en el rango de 2.64, 2.78 y 2.49. Por lo tanto para los sismos raros se puede concluir que las tres edificaciones llegan a su límite de ductilidad y por lo tanto se encontraran cercanas al colapso.

7.3 Conclusiones

Edificio en estudio

- ✚ Al mantener la deriva por debajo de 10 por mil se obtienen dimensiones de 45x45cm; siendo dimensiones mucho menores a las que se hubieran obtenido con un diseño basado en el actual código peruano sismorresistente.
- ✚ La capacidad a flexión de las columnas respecto de las vigas concurrentes en un nudo fue mayor al mínimo exigido por la norma de concreto, encontrándose valores entre 1.4 y 3.



- ✚ El resultado de la curva demanda-capacidad nos muestra que para un edificio con una deriva de 10 por mil, el punto de demanda para sismos frecuentes se encuentra en el límite entre el rango elástico e inelástico de la curva.
- ✚ El punto de demanda del sismo raro de diseño no se ubicara en una sola etapa de la curva de capacidad (zona funcional); sino se ubicara en los diferentes sectores de la clasificación del SEAOC.

Comparación de Edificios de Baja Altura

- ✚ Los edificios aporticados de 3 a 7 pisos diseñados con la deriva de 10 por mil, presentan columnas con dimensiones entre 40 y 45cm: al diseñar con una deriva de 7 por mil son de 50 a 75 cm.
- ✚ Los edificios aporticados diseñados con la modificación de la deriva en la actual Norma Peruana Sismorresistente, pueden alcanzar ductilidades con respecto a la fluencia efectiva del orden de 3.9 a 4.1 y con respecto a la formación de la primera rotula del orden de 7.7 a 10.7.
- ✚ En todos los edificios se obtuvieron sobrerresistencias laterales del orden de 1.7 a 2.2 de fluencia efectiva respecto de la demanda de diseño, valor basado en el uso de cargas amplificadas.
- ✚ El resultado de la curva demanda-capacidad de los tres edificios nos muestra que para un edificio con una deriva de 10 por mil, el punto de demanda para sismos frecuentes se encuentra en el límite entre el rango elástico e inelástico de la curva.
- ✚ En los tres edificios, los puntos de demanda de los sismos ocasionales y raros de diseño se ubican en el rango Funcional y de Resguardo de Vida respectivamente, según la clasificación del SEAOC.
- ✚ Los resultados muestran que para los sismos frecuentes las edificaciones consumen entre el 4 a 6% de su ductilidad global; por lo tanto se puede decir que todos los edificios se encuentran en el límite del rango elástico e inelástico. En el caso de sismos ocasionales el porcentaje consumido esta en el rango de



15 a 20% de su ductilidad global, mientras que para sismos raros el porcentaje de ductilidad consumido llega hasta el 75% de la ductilidad global.

- ✚ De acuerdo a los resultados de este estudio, se pueden definir nuevos límites de deriva en las normas peruanas vigentes que garanticen edificios igualmente seguros a los basados en la actual norma, pero más económicos. Para afinar estos nuevos límites se deberá desarrollar mayores ensayos y trabajos de investigación en este tema.

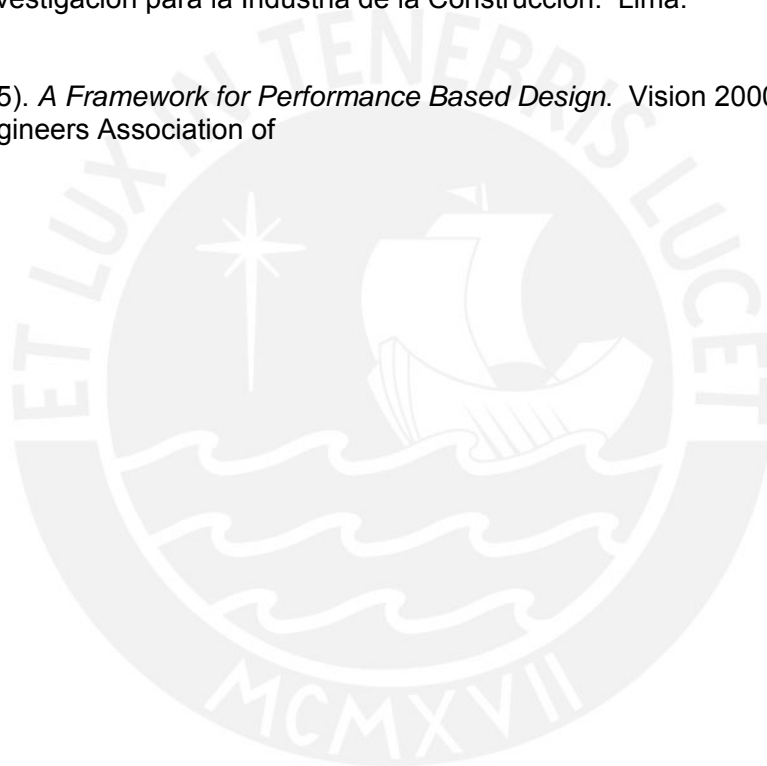
REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2003). *Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Editorial Ediespe. Quito.
2. Alva, J. y Castillo, J. (1994). *Peligro Sísmico en el Perú*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
3. ATC (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
4. 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>
5. 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
6. 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

7. International Code Council (ICC). (2000). *International Building Code 2000*. International Conference of Building Officials. California.
8. ININVI (1990). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Diseño en Concreto Armado*. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. Lima.
9. 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.
10. Muñoz, A. (1999). *Ingeniería Antisísmica*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
11. 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.
12. Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo Editorial PUCP. Lima.
13. Ottazzi, G., Muñoz, A. (1998). *Programa MOMCUR*. Colegio de Ingenieros de Perú – Consejo Nacional. Lima
14. Park, R. y Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa. México.
15. Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons. New York.
16. 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



17. Reglamento Nacional de Construcciones (RNC). (1985). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Norma de Cargas*. Lima.
 18. San Bartolomé, A. (1999). *Análisis de Edificios*, 2da. Edición. Fondo Editorial PUCP. Lima.
 19. 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.
- SEAOC (1995). *A Framework for Performance Based Design*. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of



ANEXO 1: Puntos Importantes en Diagramas Momento-Giro

		Vigas Perimetrales						
EJE X	Pisos Típicos 1-3	Viga V1		Rotula V1				
		<p>V1 (.25x.50)</p>		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro
				-E	-8.065	-34.390	-0.57	-16.66
				-D	-8.065	-31.264	-0.57	-15.15
				-C	-20.162	-31.264	-1.42	-15.15
				-B	-14.239	-2.064	-1.00	-1.00
				A	0.000	0.000	0.00	0.00
				B	6.334	1.772	1.00	1.00
				C	10.059	28.154	1.59	15.89
				D	4.024	28.154	0.64	15.89
	E			4.024	30.969	0.64	17.48	
	Pisos Típicos 4-6	Viga V2		Rotula V2				
		<p>V2 (.25x.50)</p>		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro
				-E	-6.921	-37.121	-0.58	-19.08
				-D	-6.921	-33.747	-0.58	-17.35
				-C	-17.302	-33.747	-1.46	-17.35
				-B	-11.888	-1.945	-1.00	-1.00
A				0.000	0.000	0.00	0.00	
B				6.338	1.725	1.00	1.00	
C				10.092	28.663	1.59	16.62	
D				4.037	28.663	0.64	16.62	
E	4.037			31.529	0.64	18.28		
Azotea	Viga V3		Rotula V3					
	<p>V3 (.25x.50)</p>		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro	
			-E	-4.248	-45.982	-0.66	-28.57	
			-D	-4.248	-41.802	-0.66	-25.98	
			-C	-10.619	-41.802	-1.65	-25.98	
			-B	-6.418	-1.609	-1.00	-1.00	
			A	0.000	0.000	0.00	0.00	
			B	4.380	2.011	1.00	1.00	
			C	7.562	43.620	1.73	21.69	
			D	3.025	43.620	0.69	21.69	
E			3.025	47.982	0.69	23.86		

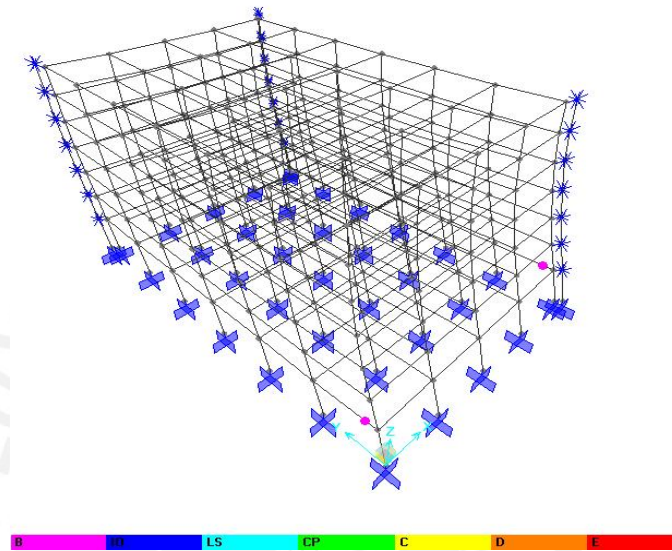
		Vigas Interiores						
		Viga V4		Rotula V4				
EJE X	Pisos Típicos 1-3	<p>2 Ø3/4" + 3 Ø5/8"</p> <p>2 Ø5/8"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @ .10, 2 @ 0.15, Rto. @ .20 cada extremo</p> <p>V4 (.25x.50)</p>		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro
		-E	-9.550	-33.537	-0.56	-15.79		
		-D	-9.550	-30.488	-0.56	-14.36		
		-C	-23.876	-30.488	-1.40	-14.36		
		-B	-17.107	-2.124	-1.00	-1.00		
		A	0.000	0.000	0.00	0.00		
		B	9.543	1.613	1.00	1.00		
		C	14.025	26.686	1.47	16.54		
		D	5.610	26.686	0.59	16.54		
		E	5.610	29.355	0.59	18.20		
EJE X	Pisos Típicos 4-6	<p>2 Ø3/4" + 2 Ø5/8"</p> <p>2 Ø5/8"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @ .10, 2 @ 0.15, Rto. @ .20 cada extremo</p> <p>V5 (.25x.50)</p>		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro
		-E	-8.074	-34.507	-0.56	-14.70		
		-D	-8.074	-31.370	-0.56	-13.36		
		-C	-20.185	-31.370	-1.41	-13.36		
		-B	-14.362	-2.348	-1.00	-1.00		
		A	0.000	0.000	0.00	0.00		
		B	6.528	1.736	1.00	1.00		
		C	10.307	28.079	1.58	16.18		
		D	4.123	28.079	0.63	16.18		
		E	4.123	30.887	0.63	17.80		
EJE X	Azotea	<p>2 Ø5/8" + 1 Ø3/8"</p> <p>2 Ø1/2"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @ .10, 2 @ 0.15, Rto. @ .20 cada extremo</p> <p>V6 (.25x.50)</p>		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro
		-E	-4.974	-43.573	-0.64	-26.91		
		-D	-4.974	-39.612	-0.64	-24.46		
		-C	-12.435	-39.612	-1.61	-24.46		
		-B	-7.735	-1.619	-1.00	-1.00		
		A	0.000	0.000	0.00	0.00		
		B	4.347	1.633	1.00	1.00		
		C	7.516	42.809	1.73	26.21		
		D	3.006	42.809	0.69	26.21		
		E	3.006	47.090	0.69	28.84		

		Vigas Perimetrales				
EJE Y	Pisos Típicos 1-3	<p>Viga Va</p> <p>2 Ø3/4" + 4 Ø3/8"</p> <p>2 Ø1/2"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @.10, 2 @ 0.15, Rto. @.20 cada extremo</p> <p>Va (.25x.50)</p>	Rotula Va			
		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro
		-E	-7.282	-36.242	-0.58	-17.37
		-D	-7.282	-32.947	-0.58	-15.79
		-C	-18.205	-32.947	-1.44	-15.79
		-B	-12.659	-2.086	-1.00	-1.00
		A	0.000	0.000	0.00	0.00
		B	6.336	1.740	1.00	1.00
		C	7.611	28.491	1.20	16.37
		D	3.044	28.491	0.48	16.37
	E	3.044	31.340	0.48	18.01	
	Pisos Típicos 4-6	<p>Viga Vb</p> <p>2 Ø5/8" + 2 Ø1/2"</p> <p>2 Ø1/2"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @.10, 2 @ 0.15, Rto. @.20 cada extremo</p> <p>Vb (.25x.50)</p>	Rotula Vb			
Puntos		Momento	Giro	Momento	Giro	
-E		-5.888	-39.260	-0.59	-17.68	
-D		-5.888	-35.691	-0.59	-16.08	
-C		-14.719	-35.691	-1.48	-16.08	
-B		-9.945	-2.220	-1.00	-1.00	
A		0.000	0.000	0.00	0.00	
B		4.345	1.804	1.00	1.00	
C		7.620	30.482	1.75	16.90	
D		3.048	30.482	0.70	16.90	
E	3.048	33.530	0.70	18.59		
Azotea	<p>Viga Vc</p> <p>2 Ø1/2" + 1 Ø3/8"</p> <p>2 Ø1/2"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @.10, 2 @ 0.15, Rto. @.20 cada extremo</p> <p>Vc (.25x.50)</p>	Rotula Vc				
	Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro	
	-E	-3.726	-47.769	-0.67	-25.28	
	-D	-3.726	-43.427	-0.67	-22.99	
	-C	-9.316	-43.427	-1.68	-22.99	
	-B	-5.531	-1.889	-1.00	-1.00	
	A	0.000	0.000	0.00	0.00	
	B	4.379	1.962	1.00	1.00	
	C	7.599	44.354	1.74	22.61	
	D	3.040	44.354	0.69	22.61	
E	3.040	48.790	0.69	24.87		

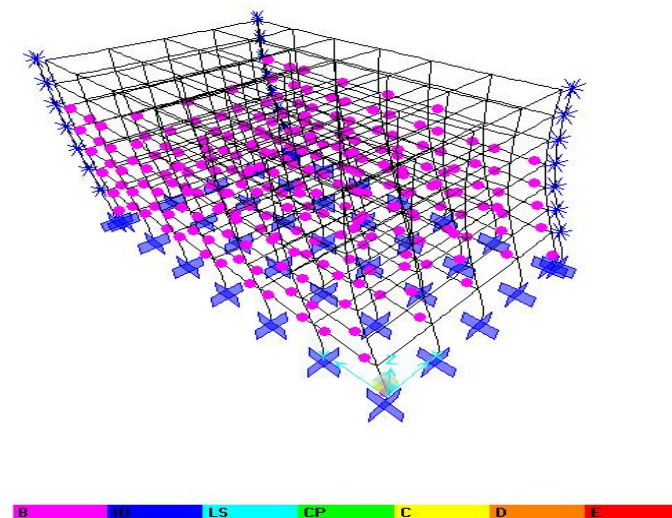
		Vigas interiores																																																							
EJE Y	Pisos Típicos 1-3	<p>Viga Vd</p> <p>2 Ø3/4" + 2 Ø3/4"</p> <p>2 Ø5/8"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @.10, 2@ 0.15, Rto. @.20 cada extremo</p> <p>Vd (.25x.50)</p>	<p>Rotula Vd</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Puntos</th> <th>Momento</th> <th>Giro</th> <th>Momento</th> <th>Giro</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>-E</td><td>-9.122</td><td>-31.584</td><td>-0.55</td><td>-12.85</td></tr> <tr><td>-D</td><td>-9.122</td><td>-28.713</td><td>-0.55</td><td>-11.68</td></tr> <tr><td>-C</td><td>-22.806</td><td>-28.713</td><td>-1.37</td><td>-11.68</td></tr> <tr><td>-B</td><td>-16.704</td><td>-2.457</td><td>-1.00</td><td>-1.00</td></tr> <tr><td>A</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>B</td><td>6.524</td><td>1.778</td><td>1.00</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>C</td><td>10.284</td><td>27.704</td><td>1.58</td><td>15.58</td></tr> <tr><td>D</td><td>4.114</td><td>27.704</td><td>0.63</td><td>15.58</td></tr> <tr><td>E</td><td>4.114</td><td>30.475</td><td>0.63</td><td>17.14</td></tr> </tbody> </table>					Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro	-E	-9.122	-31.584	-0.55	-12.85	-D	-9.122	-28.713	-0.55	-11.68	-C	-22.806	-28.713	-1.37	-11.68	-B	-16.704	-2.457	-1.00	-1.00	A	0.000	0.000	0.00	0.00	B	6.524	1.778	1.00	1.00	C	10.284	27.704	1.58	15.58	D	4.114	27.704	0.63	15.58	E	4.114	30.475	0.63	17.14
		Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro																																																			
		-E	-9.122	-31.584	-0.55	-12.85																																																			
		-D	-9.122	-28.713	-0.55	-11.68																																																			
		-C	-22.806	-28.713	-1.37	-11.68																																																			
		-B	-16.704	-2.457	-1.00	-1.00																																																			
		A	0.000	0.000	0.00	0.00																																																			
		B	6.524	1.778	1.00	1.00																																																			
		C	10.284	27.704	1.58	15.58																																																			
		D	4.114	27.704	0.63	15.58																																																			
E	4.114	30.475	0.63	17.14																																																					
Pisos Típicos 4-6	<p>Viga Ve</p> <p>2 Ø3/4" + 3 Ø1/2"</p> <p>2 Ø5/8"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @.10, 2@ 0.15, Rto. @.20 cada extremo</p> <p>Ve (.25x.50)</p>	<p>Rotula Ve</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Puntos</th> <th>Momento</th> <th>Giro</th> <th>Momento</th> <th>Giro</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>-E</td><td>-7.987</td><td>-34.707</td><td>-0.57</td><td>-16.44</td></tr> <tr><td>-D</td><td>-7.987</td><td>-31.552</td><td>-0.57</td><td>-14.95</td></tr> <tr><td>-C</td><td>-19.967</td><td>-31.552</td><td>-1.42</td><td>-14.95</td></tr> <tr><td>-B</td><td>-14.090</td><td>-2.111</td><td>-1.00</td><td>-1.00</td></tr> <tr><td>A</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>B</td><td>6.583</td><td>2.046</td><td>1.00</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>C</td><td>10.311</td><td>28.111</td><td>1.57</td><td>13.74</td></tr> <tr><td>D</td><td>4.124</td><td>28.111</td><td>0.63</td><td>13.74</td></tr> <tr><td>E</td><td>4.124</td><td>30.922</td><td>0.63</td><td>15.11</td></tr> </tbody> </table>					Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro	-E	-7.987	-34.707	-0.57	-16.44	-D	-7.987	-31.552	-0.57	-14.95	-C	-19.967	-31.552	-1.42	-14.95	-B	-14.090	-2.111	-1.00	-1.00	A	0.000	0.000	0.00	0.00	B	6.583	2.046	1.00	1.00	C	10.311	28.111	1.57	13.74	D	4.124	28.111	0.63	13.74	E	4.124	30.922	0.63	15.11	
	Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro																																																				
	-E	-7.987	-34.707	-0.57	-16.44																																																				
	-D	-7.987	-31.552	-0.57	-14.95																																																				
	-C	-19.967	-31.552	-1.42	-14.95																																																				
	-B	-14.090	-2.111	-1.00	-1.00																																																				
	A	0.000	0.000	0.00	0.00																																																				
	B	6.583	2.046	1.00	1.00																																																				
	C	10.311	28.111	1.57	13.74																																																				
	D	4.124	28.111	0.63	13.74																																																				
E	4.124	30.922	0.63	15.11																																																					
Azotea	<p>Viga Vf</p> <p>2 Ø1/2" + 2 Ø3/8"</p> <p>2 Ø1/2"</p> <p>Ø3/8": 1 a 0.05, 6 @.10, 2@ 0.15, Rto. @.20 cada extremo</p> <p>Vf (.25x.50)</p>	<p>Rotula Vf</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Puntos</th> <th>Momento</th> <th>Giro</th> <th>Momento</th> <th>Giro</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>-E</td><td>-3.957</td><td>-45.956</td><td>-0.64</td><td>-20.01</td></tr> <tr><td>-D</td><td>-3.957</td><td>-41.778</td><td>-0.64</td><td>-18.19</td></tr> <tr><td>-C</td><td>-9.893</td><td>-41.778</td><td>-1.59</td><td>-18.19</td></tr> <tr><td>-B</td><td>-6.215</td><td>-2.296</td><td>-1.00</td><td>-1.00</td></tr> <tr><td>A</td><td>0.000</td><td>0.000</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>B</td><td>4.350</td><td>1.758</td><td>1.00</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>C</td><td>7.818</td><td>39.129</td><td>1.80</td><td>22.26</td></tr> <tr><td>D</td><td>3.127</td><td>39.129</td><td>0.72</td><td>22.26</td></tr> <tr><td>E</td><td>3.127</td><td>43.041</td><td>0.72</td><td>24.48</td></tr> </tbody> </table>					Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro	-E	-3.957	-45.956	-0.64	-20.01	-D	-3.957	-41.778	-0.64	-18.19	-C	-9.893	-41.778	-1.59	-18.19	-B	-6.215	-2.296	-1.00	-1.00	A	0.000	0.000	0.00	0.00	B	4.350	1.758	1.00	1.00	C	7.818	39.129	1.80	22.26	D	3.127	39.129	0.72	22.26	E	3.127	43.041	0.72	24.48	
	Puntos	Momento	Giro	Momento	Giro																																																				
	-E	-3.957	-45.956	-0.64	-20.01																																																				
	-D	-3.957	-41.778	-0.64	-18.19																																																				
	-C	-9.893	-41.778	-1.59	-18.19																																																				
	-B	-6.215	-2.296	-1.00	-1.00																																																				
	A	0.000	0.000	0.00	0.00																																																				
	B	4.350	1.758	1.00	1.00																																																				
	C	7.818	39.129	1.80	22.26																																																				
	D	3.127	39.129	0.72	22.26																																																				
E	3.127	43.041	0.72	24.48																																																					

ANEXO 2: Mecanismo de Progresión de Rótulas y Colapso

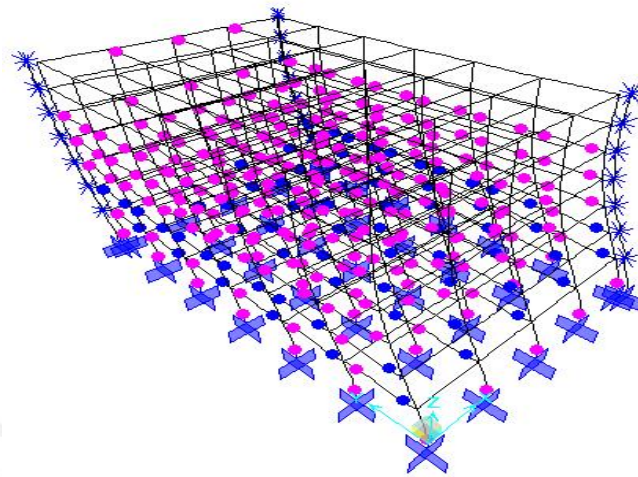
El análisis de desplazamientos incrementales para la dirección longitudinal indicó que las primeras rótulas se produjeron en las vigas laterales extremas del primer piso para un desplazamiento de 1.96cm en la azotea.



El proceso de formación de rotulas prosiguió en las vigas hasta un desplazamiento de 4.3cm; en donde se formaron las primeras rotulas en las columnas esquineras del primer nivel.

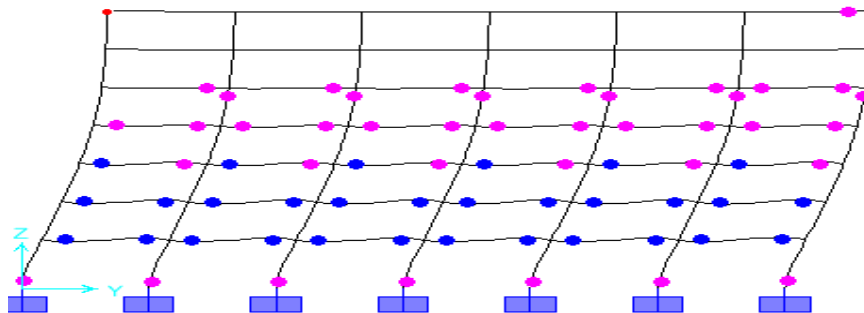


Para un desplazamiento de 6.7cm se formaron rotulas en todas las vigas de los 4 primeros niveles; además se rotularon en la base, todas las columnas del primer nivel.



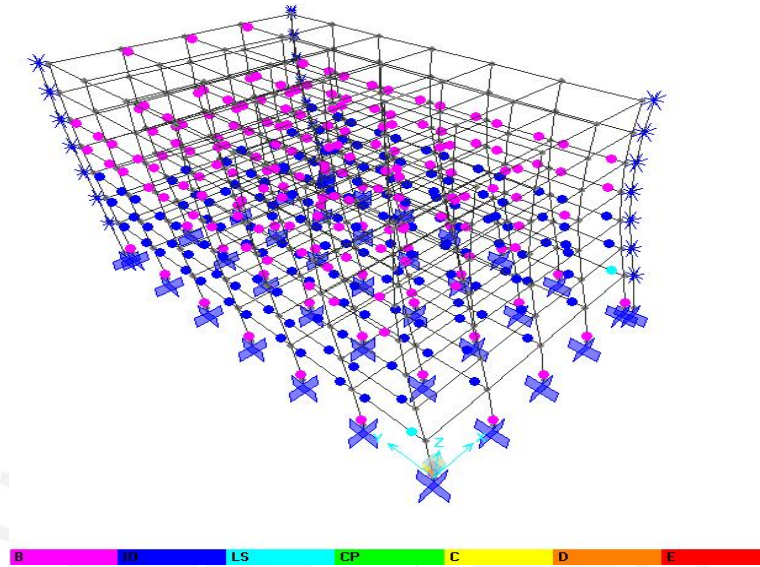
Después de rotularse la base de las columnas del primer nivel, se formaron rotulas en las columnas del 5 piso en la parte superior de estas aproximadamente a 9.3cm de desplazamiento.

U1 = -4.329E-15
U2 = .0931
U3 = -.0009
R1 = -.00056
R2 = .00014
R3 = -2.361E-16



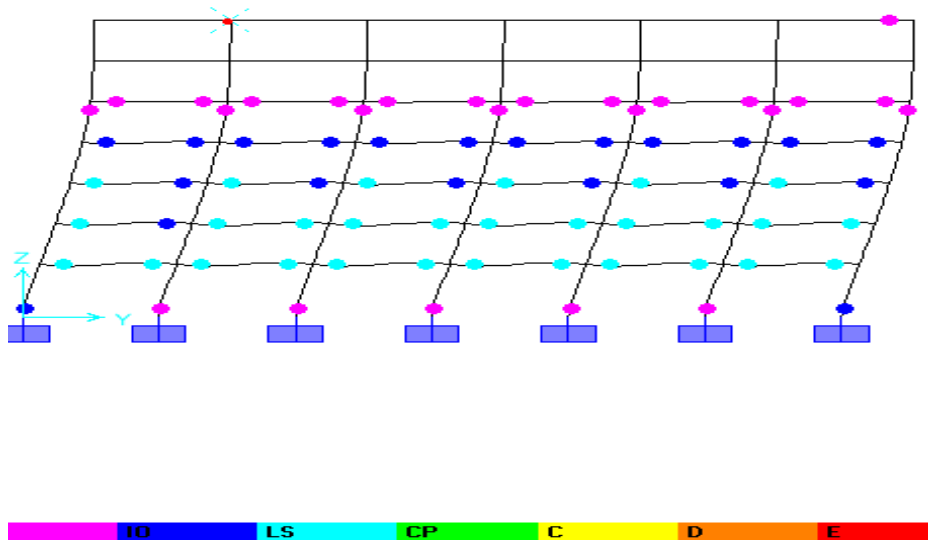


Para un desplazamiento de 10.8cm se terminaron de formar rotulas en todas las vigas de los 5 primeros pisos, y se prosiguió con el incremento de las deformaciones en el rango inelástico de las rotulas formadas.

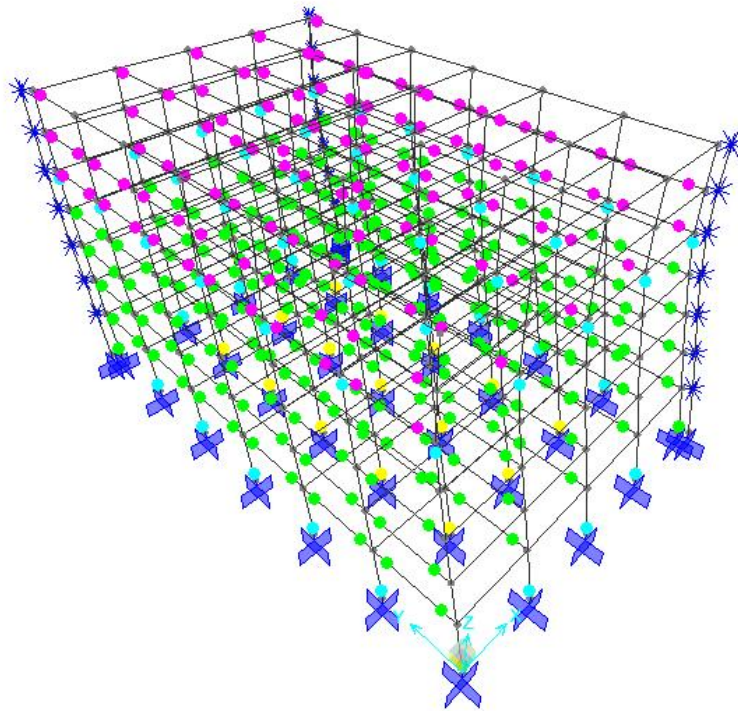


Para un desplazamiento de 14.55cm las rotulas en las vigas de los 5 primeros pisos prosiguieron su incursión en el rango inelástico, y con el incremento de las deformaciones.

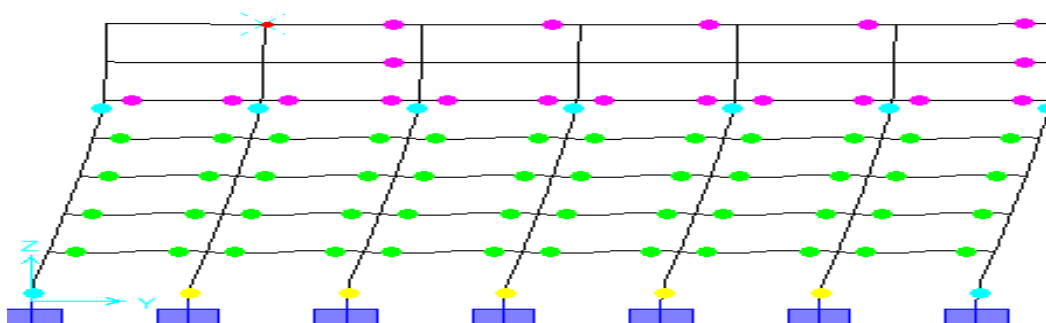
U1 = -4.027E-15
 U2 = .1455
 U3 = -.0022
 R1 = -.00039
 R2 = .00023
 R3 = -3.248E-16



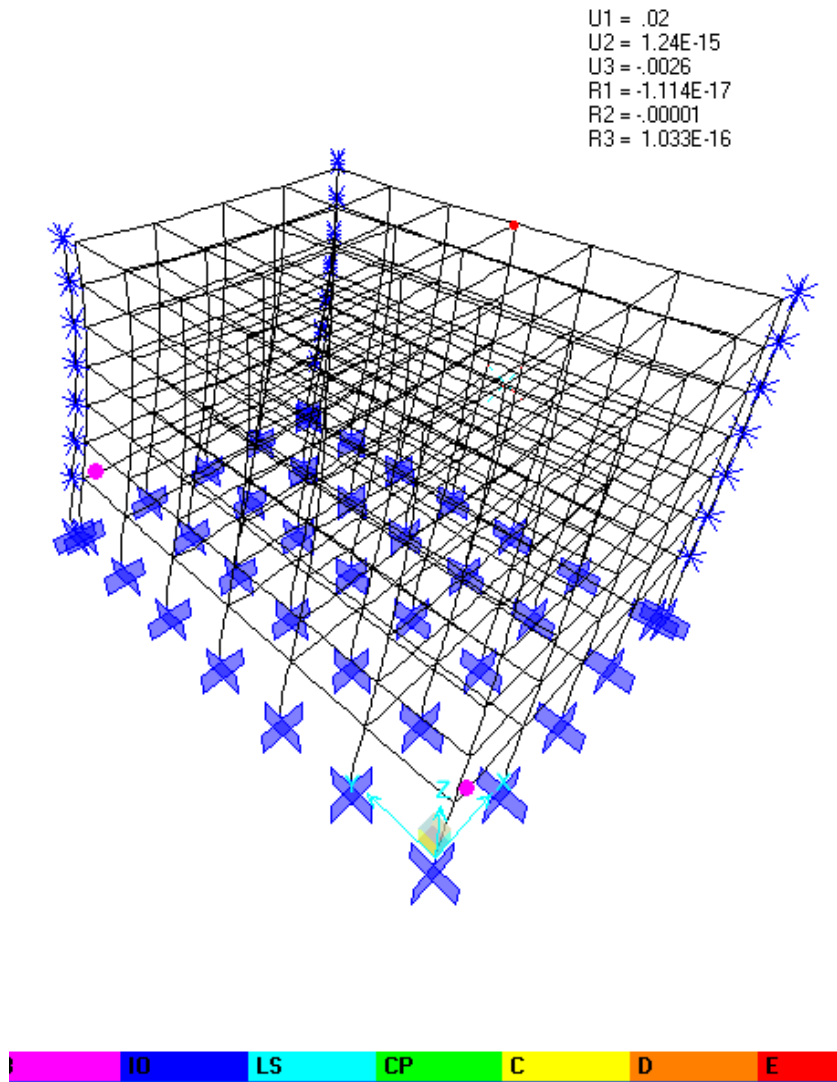
Para un desplazamiento lateral de 26.6cm las rótulas de las columnas internas del primer piso llegaron en simultáneo a la ruptura.



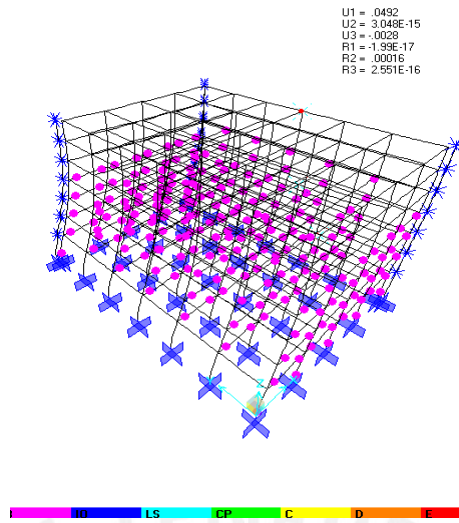
U1 = -6.317E-15
 U2 = .2659
 U3 = -.0023
 R1 = -.00049
 R2 = .00023
 R3 = -5.286E-16



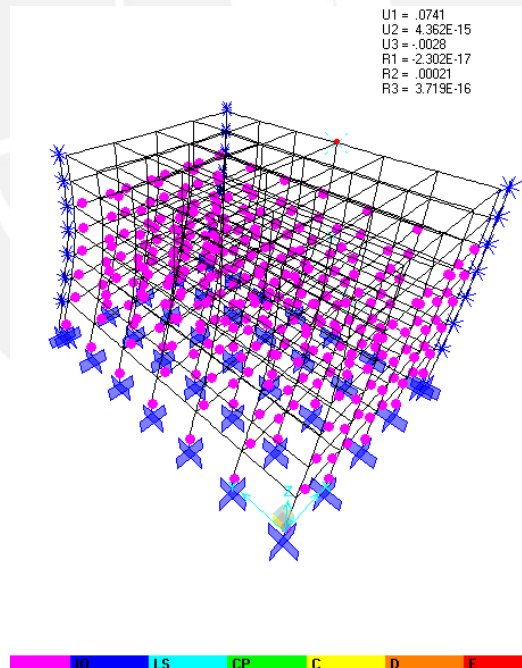
El análisis de desplazamientos incrementales para la dirección transversal indicó que las primeras rótulas se produjeron en las vigas laterales extremas del primer piso para un desplazamiento de 2.00cm en la azotea



El proceso de formación de rotulas prosiguió en las vigas hasta un desplazamiento de 4.92cm; en donde se formaron las primeras rotulas en las columnas esquineras y perimetrales del primer nivel paralelas a la dirección en estudio.



Para un desplazamiento de 7.41cm se formaron rotulas en todas las vigas de los 5 primeros niveles; además se rotularon, todas las columnas del primer nivel en la base y todas las columnas del 5 nivel en la parte superior.





Para un desplazamiento lateral de 22.1cm las rótulas de las columnas internas del primer piso llegaron en simultáneo a la ruptura.

