

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE  
CUATRO PISOS DISEÑADO CON EL REGLAMENTO  
NACIONAL DE EDIFICACIONES Y ACEPTANDO UNA DERIVA  
MÁXIMA DE 1%**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

**LEONARDO AMADEO DÍAZ LÓPEZ**  
**DENNIS JESÚS SANTOS CAVALHO**

**ASESOR: ING. ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ**

Lima, febrero del 2013

## RESUMEN

Las lagunas sísmicas, en el borde oeste del Perú datan de hace poco más de 130 años, lo cual implica que edificaciones de concreto armado no han sido sometidas a movimientos bruscos del suelo.

La norma actual local y la de otros países tienen como finalidad la protección de la edificación ante un solo nivel de amenaza sísmica. Por tal razón la necesidad de estudiar nuestras edificaciones bajo diferentes niveles de amenaza sísmica es un objetivo del presente trabajo.

El estudio consistió en diseñar y evaluar un edificio de cuatro niveles ubicado en la costa peruana cimentado sobre buen suelo, con una planta rectangular de 33x22m y columnas separadas a ejes por 5.5m. Para diseñar la edificación se empleó el código peruano y la evaluación se basó en los criterios propuestos por el Comité Visión 2000 del SEAOC. En cuanto a la herramienta de análisis, y por ende, de estimación de respuesta de la estructura, se usaron las técnicas del análisis no lineal, mediante espectros de capacidad y demanda.

La etapa de pre-dimensionamiento resultó en columnas y vigas de dimensiones, 40x40cm y 25x50cm, respectivamente, permitiendo una deriva máxima de 1% para un evento sísmico de 500 años de período de retorno.

De los resultados, se estimó una ductilidad promedio, para la estructura, de 4.6 y sobrerresistencia de 1.5, ambos ítems con respecto a la fluencia efectiva. Además, se alcanzaría un valor de 2.5 de sobrerresistencia con respecto al colapso.

Bajo los niveles de amenaza sísmica, la estructura presentaría ligeras incursiones en el rango inelástico, específicamente para sismos raros y ocasionales, en ambas direcciones. Para el nivel de amenaza extremo, esto es, sismos raros, la estructura llegaría un poco más allá del inicio de la zona de colapso en ambas direcciones.

El estudio se extendió para edificaciones de 3, 5, 6 y 7 pisos, permitiendo obtener tendencias de comportamiento, resultando, muchas de ellas, satisfactorias.

Ante los resultados del trabajo realizado, se puede concluir en permitir una deriva máxima de 1% para edificios regulares, lo que conlleva a menores dimensiones de las columnas.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%".

Área : Estructuras - Investigación

Asesor : Ing. Alejandro Muñoz

Alumno : LEONARDO AMADEO DÍAZ LÓPEZ

Código : 2000.9082.9.412

Alumno : DENNIS JESÚS SANTOS CAVALHO

Código : 2000.2144.0.412

Tema N° : 300

Fecha : Lima, 13 de abril de 2012



INTRODUCCIÓN

Las normas peruanas para el diseño de edificaciones están basadas en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica como sucede con casi la totalidad de normas en el mundo. La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (NPDS) es una de las más exigentes en el mundo en cuanto a rigidez lateral. Trabajos anteriores indican que los edificios aporticados diseñados con las normas peruanas tendrían un excelente desempeño pero necesitarían elementos muy robustos para satisfacer las demandas de rigidez.

Por esta razón es necesario estudiar del desempeño sísmico de edificaciones aporticadas menos rígidas que las que se obtienen con la norma vigente.

OBJETIVOS Y ALCANCES

El presente tema tiene como primer objetivo estudiar el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de cuatro niveles diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones salvo en lo referente a rigidez lateral. Las dimensiones de las columnas se fijarán para lograr restringir la deriva a 1%.

Como segundo objetivo se extenderá el estudio a edificios de 3 a 7 pisos y se generalizarán tendencias.

METODOLOGÍA

El trabajo se inicia con el estudio de las técnicas de análisis no lineal y la calificación del desempeño sismorresistente.

Usando una exigencia menor que la solicitada por la NPDS se diseñará un edificio regular de 4 niveles y se desarrollará un modelo no lineal para su evaluación ante tres niveles de demanda sísmica. Con los resultados de esta evaluación se calificará el desempeño.

Luego se resumirán los resultados obtenidos por los otros grupos de trabajo para edificios de diferente altura. Finalmente se estudiará la conveniencia o no de reducir las exigencias de rigidez de la actual norma peruana.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



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

## ÍNDICE

RESUMEN	1
DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CUATRO PISOS DISEÑADO CON EL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES Y ACEPTANDO UNA DERIVA MÁXIMA DE 1%	2
1 INTRODUCCIÓN	5
1.1 Objetivos y Metodología	5
1.2 Organización del documento:	5
2 COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES	7
2.1 Ensayos experimentales de acciones laterales	7
2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenidos de un modelo teórico	8
2.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado	9
2.2.2 Modelo inelástico de secciones y elementos	16
2.2.3 Modelo inelástico de edificios	20
2.2.4 Curva de Capacidad	21
2.2.5 Espectro de Capacidad	30
2.2.6 Programas de computación para el análisis incremental	31
3 RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES	32
3.1 Representación de las sollicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda	32
3.2 Respuesta elástica de estructuras	34
3.3 Respuesta inelástica de estructuras	35
4 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES	38

4.1	Propuesta empleada en la evaluación del desempeño	38
4.2	Niveles de amenaza sísmica	38
4.3	Niveles de desempeño	38
4.4	Importancia de la edificación	40
4.5	Matriz de desempeño	40
5	EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 4 PISOS EN LA COSTA PERUANA	42
5.1	Edificio estudiado	42
5.2	Análisis elástico para diseños por gravedad y sísmico: estático y dinámico	43
5.2.1	Análisis por cargas de gravedad	44
5.2.2	Análisis para cargas laterales: análisis sísmico	45
5.3	Diseño	49
5.3.1	Diseño de vigas	49
5.3.2	Diseño de columnas	50
5.4	Modelo inelástico	54
5.4.1	Modelos de comportamiento para materiales	54
5.4.2	Diagramas momento-curvatura y momento-giro	55
5.4.3	Modelo del conjunto	60
5.4.4	Resultados del análisis de desplazamiento incremental	61
5.5	Representación del peligro sísmico	64
5.6	Respuesta del edificio ante los tres niveles de demanda	67
5.7	Calificación del desempeño	69
6	DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE BAJA ALTURA	70
6.1	Desempeño de edificios peruanos con un límite de deriva de 7%	70
6.2	Organización del trabajo	70
6.2.1	Cálculo de desplazamientos laterales según la norma peruana	72
6.2.2	Desplazamiento lateral permisible según norma	73
6.2.3	Dimensiones requeridas para controlar la deriva	73

6.3	Ductilidad y sobrerresistencia global	74
6.4	Desempeño de edificios aporticados ante los sismos de demanda	77
7	RESUMEN Y CONCLUSIONES	79
7.1	Resumen del comportamiento observado en el edificio de 4 pisos	79
7.1.1	Diseño del edificio de 4 pisos	79
7.1.2	Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales	80
7.1.3	Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales	81
7.1.4	Capacidad estructural y demandas del Código Peruano	83
7.1.5	Desempeño sismorresistente esperado	83
7.2	Desempeño en edificios peruanos aporticados de 3 a 7 pisos	85
7.2.1	Desempeño en sismos frecuentes	85
7.2.2	7.2.2 Desempeño en sismos raros	85
8	CONCLUSIONES	86

# CAPÍTULO 1

---

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Objetivos y Metodología

El Perú es un país localizado en una zona de alto peligro sísmico. Por tanto, esta amenaza natural deberá ser siempre considerada en cualquier diseño y construcción civil que se lleve a cabo.

La práctica de la ingeniería sismorresistente ha sido puesta a prueba en los sismos ocurridos en los últimos 40 años, y en muchos casos ha dado motivo a ajustes y mejoras, es decir, se confirma lo vulnerable que son los edificios. Pero edificaciones con las que ya se cuentan y las que se vienen construyendo no han sido probadas en condiciones severas.

Los criterios usuales de diseño sismorresistente de las normas de diseño están orientados para la protección ante un solo nivel de amenaza sísmica: el sismo severo. En otras palabras, se tiende a limitar el colapso y la pérdida de vidas y no a limitar el daño. Nuestra norma y la mayoría de normas en el mundo coinciden con esta idea. Por tal motivo es necesario emprender un estudio del desempeño sísmico que tendrán las edificaciones aporticadas ante diferentes niveles de demanda sísmica.

El objetivo del presente documento es presentar el análisis del desempeño sismorresistente de un edificio de 4 pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), pero aceptando una deriva máxima del 1%. De esta manera, los edificios que incorporen esta deriva máxima, tendrán por consiguiente, columnas de menores dimensiones.

Adicionalmente se recopilieron trabajos de tesis similares para edificios de 3 a 7 pisos con el fin de estudiar sus tendencias.

Para el diseño se emplearon la norma peruana de Concreto Armado NTE E.060 y la de diseño sismorresistente NTE E.030, mientras que para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1985) en cuanto a la estimación de la respuesta se usaron procedimientos de análisis no lineal basados en espectros de demanda-capacidad.

### 1.2 Organización del documento:

El capítulo dos está dedicado a la presentación de los procedimientos a tomar en cuenta para el análisis incremental de edificaciones, así como la obtención de curvas de espectro capacidad a partir de un modelo teórico.

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

El capítulo cuatro está destinado al desempeño sismorresistente de edificaciones propuesto por el SEAOC.

El análisis convencional y el diseño del edificio que es objeto de estudio serán tratados en el capítulo cinco observando además la presencia de rótulas y la respuesta.

El capítulo seis trata del desempeño de edificios aporticados peruanos de baja altura, en el cual se incluye los edificios de 3, 5, 6 y 7 pisos para su comparación con este trabajo.

El resumen y conclusiones se dejan para el capítulo siete.



# CAPÍTULO 2

## 2 COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE ACCIONES LATERALES

A base de la experiencia de los últimos años, en que se ha podido registrar con mayor extensión los movimientos sísmicos, se ha observado que tanto las aceleraciones como las deformaciones que se pueden presentar durante un sismo severo, e incluso moderado, son muy altas. Entonces, se puede inferir que los daños que se pueden producir en las edificaciones están vinculados con los desplazamientos laterales que pudieran experimentar.

Dada la explicación anterior llegamos a la conclusión que es importante estudiar cómo se comportará una edificación ante un sismo por medio de la realización de ensayos experimentales de desplazamientos laterales.

### 2.1 Ensayos experimentales de acciones laterales

En un ensayo, cuando se aplica una carga lenta a una estructura o sistema, esta se comportará cuasi-estáticamente, en sentido en que el input y el output están en fase. Desde el punto de vista del análisis en la frecuencia, un sistema dinámico se comporta cuasi-estático cuando las frecuencias dominantes son pequeñas en relación a las frecuencias naturales del sistema, lo que lleva a evitar fuerzas de inercia, luego, podemos determinar la curva *fuerza restitutiva vs. desplazamiento lateral*. Una manera de controlar el ensayo es por los desplazamientos a los cuales es sometido el espécimen, estos desplazamientos pueden ser en un solo sentido y/o de acciones cíclicas.

El ensayo en un solo sentido, llamado también, ensayo incremental monótonico consiste en aplicar un juego de desplazamientos laterales crecientes en un solo sentido. Durante el ensayo se registran desplazamientos y fuerzas aplicadas, el resultado de integrar estos datos es elaborar la gráfica de *fuerza cortante en la base vs. desplazamiento del último nivel de la edificación*, que es la gráfica de la curva de capacidad de la estructura. La siguiente figura 2.1 muestra la estructura sometida a prueba y la curva de capacidad.

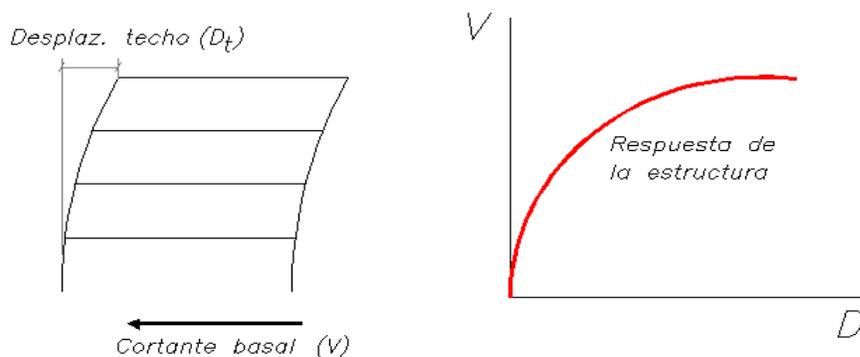


Figura 2.1 Ensayo incremental monótonico y la curva de capacidad

Este modelo permite describir el comportamiento tanto elástico como inelástico Fig. 2.1.

A diferencia del caso anterior, el ensayo cíclico incremental, como lo indica su nombre, es un ensayo que somete a la estructura a incrementos de carga en control de desplazamientos en dos sentidos de aplicación. El desplazamiento se incrementa siguiendo una predeterminada tasa de ciclos por unidad de tiempo. En la siguiente gráfica Fig. 2.2 está el resultado de un espécimen sometido a este tipo de ensayo.

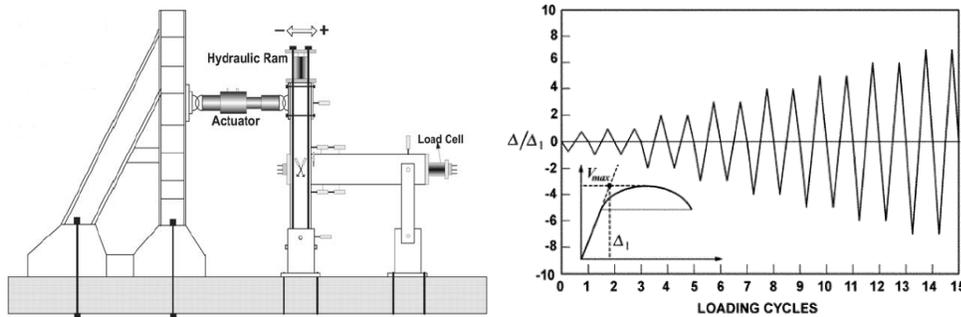


Figura 2.2 Ensayo Cíclico y la curva de capacidad [PEER/ATC-72-1 Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings]

Como se mencionó en los párrafos anteriores en el ensayo se registra la fuerza y el desplazamiento, los cuales al procesarlo resulta en una curva como el de la Fig. 2.3, esta curva es la envolvente de los ciclos de histéresis que se registró en los ciclos de carga y descarga. A continuación se muestra la gráfica que relaciona fuerza y desplazamiento en los distintos ciclos de carga y descarga.

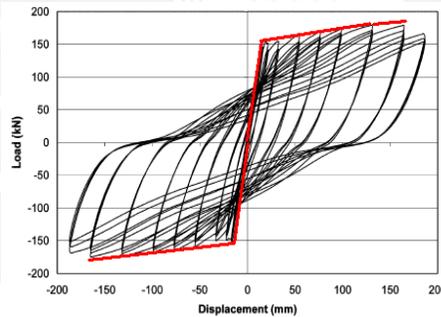


Figura 2.3 Curva de capacidad de un ensayo cíclico [PEER/ATC-72-1 Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings]

## 2.2 Curvas y espectros de capacidad obtenidos de un modelo teórico

El concreto armado se asume que es un material homogéneo e isotrópico, compuesto por dos elementos que se complementan: el *concreto*, de gran resistencia a la compresión y limitada resistencia a la tracción, y el *acero* de refuerzo, de buen desempeño a tracción. El desempeño del concreto armado ha sido evaluado principalmente mediante estudios experimentales, por ejemplo, el ensayo a compresión de un cilindro estándar, etc.

Los siguientes ítems representan los modelos constitutivos idealizados o sintetizados por distintos autores que, a partir de relaciones esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo

longitudinal y el concreto, dan el punto de inicio para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado.

## 2.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado

### ▪ Modelos esfuerzo-deformación para el acero

La mayoría de los modelos están orientados a simular el comportamiento del acero estructural, y no del acero de refuerzo, lo cual resulta en deformaciones unitarias distintas.

Los modelos para el acero empleados comúnmente en la práctica ingenieril son el elastoplástico, el de la curva completa y el trilineal.

### ▪ Modelo elastoplástico:

Es el modelo más práctico de todos, pues, se representa con dos líneas rectas. En la Fig. 2.4, el primer tramo inclinado indica el comportamiento elástico del material, mientras que el segundo tramo horizontal muestra el comportamiento plástico. En el punto A, se reúnen el límite de proporcionalidad y el punto de fluencia.

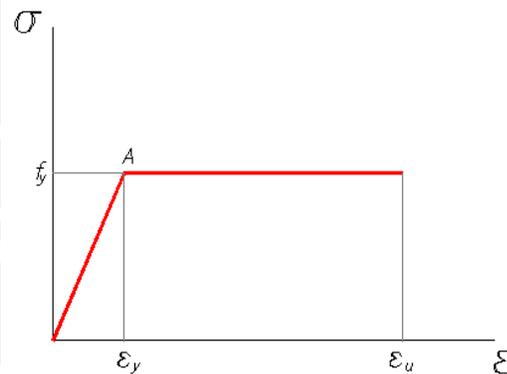


Figura 2.4 Modelo elastoplástico

Dada la simplicidad del modelo en el rango inelástico, los esfuerzos determinados más allá del punto A, no son los adecuados para la evaluación del desempeño sísmico, pues como se aprecia en el gráfico, se ignora la resistencia superior a la cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

### ▪ Modelo de curva completa:

Es el modelo más práctico de todos, pues, se representa con dos líneas rectas, el primer tramo inclinado indica el comportamiento elástico del material, mientras que el segundo tramo horizontal muestra el comportamiento plástico. En el punto B, se inicia el rango inelástico del material. La Fig. 2.5 muestra el modelo descrito.

Para definir la curva se necesitan de las coordenadas de los puntos A, C y E, los cuales representan, el inicio de la fluencia, el endurecimiento y la ruptura, respectivamente.

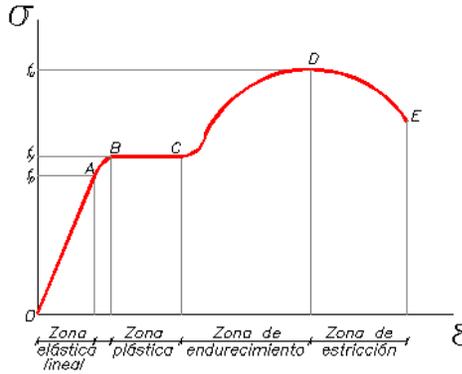


Figura 2.5 Modelo de curva completa

▪ **Modelo trilineal:**

Así como en el modelo anterior, este modelo se requiere, en casos de análisis y diseño sísmico, para exigencias de ductilidad, el cual implica evaluar el esfuerzo de acero a deformaciones mayores de la de cedencia. La Fig. 2.6 muestra el modelo descrito.

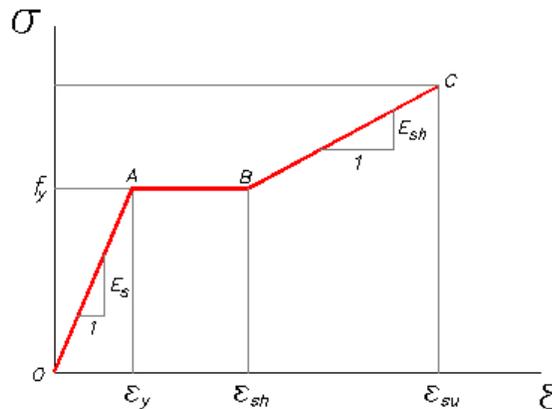


Figura 2.6 Modelo trilineal

En los capítulos posteriores se obtendrán diagramas momento-curvatura para el concreto, éstos dependen, entre otras variables, de los modelos constitutivos del acero y el concreto. Dada la exigencia del presente trabajo se empleará este modelo de acero, ya que contempla el incremento de la resistencia en la zona de endurecimiento.

### ▪ Modelos esfuerzo-deformación para el concreto

Los elementos de concreto armado están confinados cuando los esfuerzos se acercan a la resistencia uniaxial, ahí el concreto aumenta de volumen, por causa de fracturas internas que ocurren en él, y se apoya en el refuerzo transversal, el cual aplica una reacción de confinamiento en el concreto. (Kent y Park, 1988).

Numerosos ensayos han demostrado que el parámetro con mayor relevancia en la forma de la curva esfuerzo-deformación es la cantidad de refuerzo de confinamiento. Otras variables intervienen en el desarrollo de la curva esfuerzo-deformación, en menor grado, como son la forma de la sección transversal, el tipo de carga axial (concéntrica o excéntrica), el tipo de ensayo (estático o dinámico), la distribución del refuerzo de confinamiento, el arreglo del refuerzo longitudinal o incluso el grado del acero del refuerzo transversal, que indica para aceros de alta resistencia una disminución en la ductilidad de la sección.

Para una sección de concreto armado con refuerzo transversal, éste delimita lo siguiente: el núcleo de la sección se encuentra confinado, mientras que el recubrimiento no lo está, y su aporte se considera nulo al alcanzar la resistencia a la compresión en los ensayos y en esta investigación. En la Fig. 2.7 se muestra la sección transversal cuadrada de una columna, en planta y elevación, en la cual se indica que la zona sin achurar no está confinada.

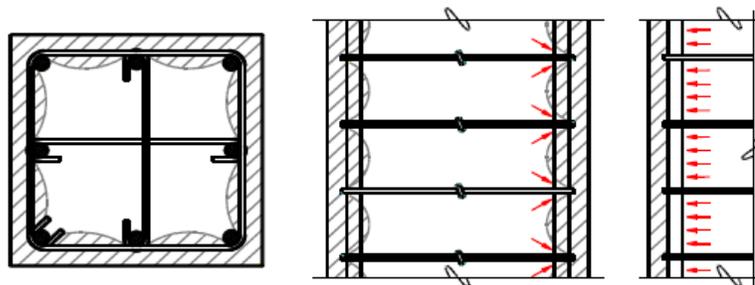


Figura 2.7 Áreas confinadas, en planta y elevación, para columna de sección cuadrada

Se presenta a continuación algunos modelos conocidos:

#### **Para concreto no confinado:**

##### ▪ Modelo Whitney o bloque rectangular del ACI:

El modelo propone reemplazar la variación de esfuerzos parabólicos por un bloque rectangular uniforme. Este bloque se usa para representar cualquier esfuerzo que exista en el concreto. Whitney explica que mientras la variación de esfuerzos en el concreto es prácticamente lineal ante cargas bajas, y parabólico para cargas intermedias, se asumirá la forma rectangular cuando se acerque a la carga máxima.

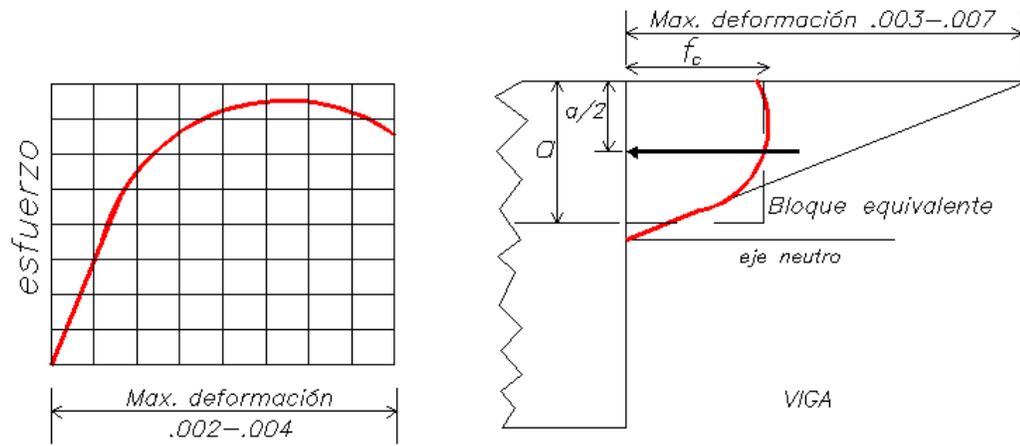


Figura 2.8 Curva esfuerzo-deformación idealizada por Whitney [Whitney, Charles 1937]

Como se explicará más adelante, no usaremos este modelo dado su poco aporte en la ductilidad que podemos observar en los diagramas momento-curvatura.

▪ **Modelo de Hognestad:**

El modelo de Hognestad es probablemente el más aceptado (Fig. 2.9), aunque no se ajusta a concretos de alta resistencia. Consiste de una parábola de segundo orden con máximo esfuerzo  $f''_c$  en deformación  $\epsilon_o = 1.8f''_c/E_c$  y una pendiente recta en caída.

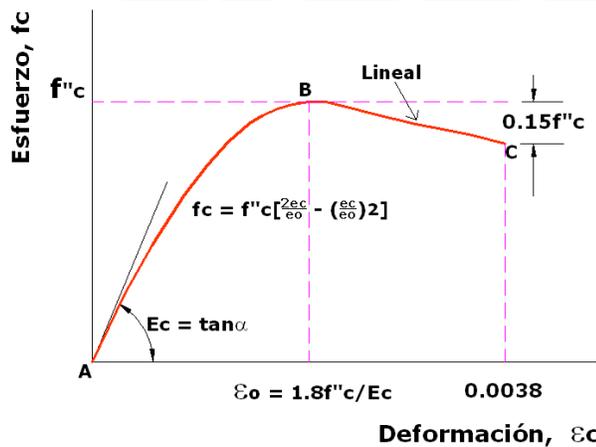


Figura 2.9 Modelo modificado de Hognestad [Hognestad, Eivind 1951]

La curva de Hognestad fue obtenida en ensayos sobre especímenes cargados con poca excentricidad y se encontró que  $f''_c=0.85f''_c$ . Ésta reducción se debe a la diferencia de la resistencia de una probeta y un elemento estructural.

En este modelo se suele adoptar un valor de  $\epsilon_o = 0.002$  y un valor de comprendido entre  $\epsilon_u = 0.003$  y  $0.004$ . Para este último parámetro el valor de  $0.003$  se cree es lo suficientemente conservador para fines de diseño.

Este modelo puede ser usado en la compatibilidad de deformaciones para predecir el comportamiento de los miembros de concreto armado.

#### ▪ Modelo del CEB:

El modelo utilizado por el CEB (Comité Europeo del Concreto) en el año de 1978 especifica una parábola al inicio de la curva hasta llegar al máximo esfuerzo  $f'_c$  y seguida por un tramo horizontal. La Fig. 2.10 muestra el modelo propuesto.

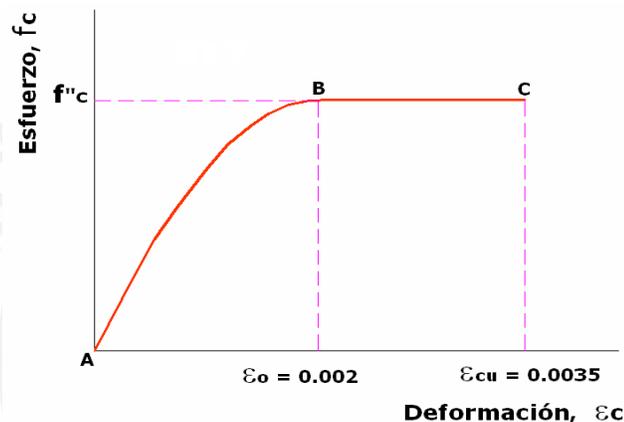


Figura 2.10 Modelo modificado de Hognestad (1951)

Este modelo fue usado para el diseño de elementos de concreto armado sometidos a flexión simple (Ottazzi, 2006).

Como en el modelo de Hognestad, se toma a  $f'_c = 0.85f'_c$ , bajo el mismo criterio de reducción por la diferencia de la resistencia de una probeta y un elemento estructural.

#### Para concreto confinado:

#### ▪ Modelo de Kent y Park:

La propuesta de la curva combina varias de las características de las curvas enunciadas independientemente por Sozen, Chan y Bertero.

La Fig. 2.12 esquematiza el modelo propuesto. La porción ascendente AB de la curva se representa por una parábola de segundo grado, coincidiendo con Hognestad y otros autores. Para concreto confinado se asume que el acero de confinamiento no afecta la forma de esta parte de la curva. La rama en caída BC de la curva se asume lineal y su inclinación está

especificada al determinar la deformación cuando el esfuerzo en el concreto baja al 50% del máximo esfuerzo.

En la última parte de la curva, la línea CD, el concreto puede soportar un esfuerzo del 20% del máximo esfuerzo. [Kent y Park, 1971].

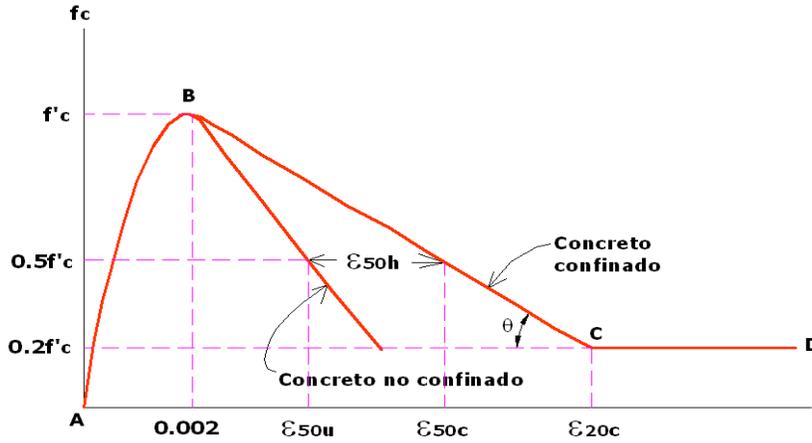


Figura 2.12 Modelo de Kent y Park [Kent y Park, 1971]

▪ **Modelo de Mander:**

Conociendo que una zona potencial de rótula plástica necesita ser detallado por ductilidad para asegurar que un movimiento sísmico no cause colapso, esta importante consideración se logra con un adecuado reforzamiento transversal de los elementos de concreto armado.

Mander propuso un método aplicable para secciones circulares y rectangulares con reforzamiento de confinamiento. A continuación, en la Fig. 2.13 se muestra la curva esfuerzo deformación para carga de compresión monotónica.

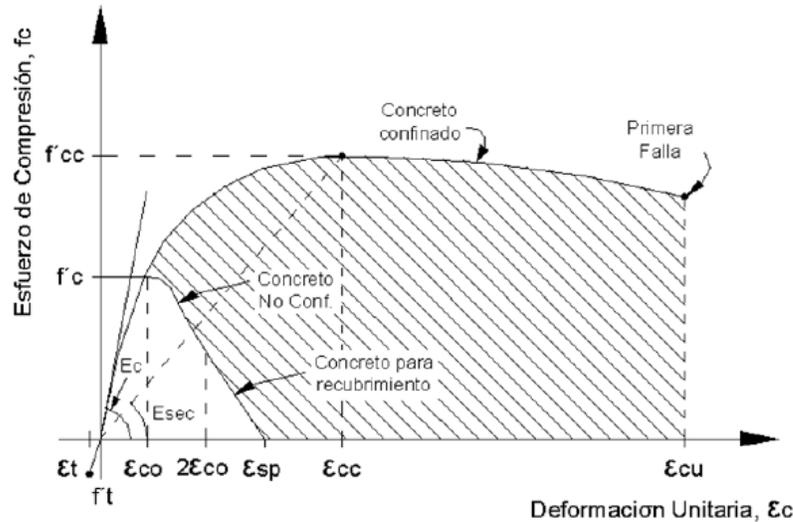


Figura 2.13 Modelo de Mander [Mander et al., 1988]

Por las razones anteriores, éste modelo es el más empleado en el análisis sísmico de edificaciones y es el que se usó en el presente trabajo.

La ecuación que explica la forma de la curva está expresada como [Mander, Priestley y Park, 1988]:

$$f_c = \frac{(f'_{cc} \cdot xr)}{(r - 1 + xr)},$$

donde:

$$f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_c}} - \frac{2 \cdot f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad E_c = \left\{ \begin{array}{l} 5000\sqrt{f'_c} \dots \dots (MPa) \\ 60000\sqrt{f'_c} \dots \dots (psi) \end{array} \right\}$$

$f'_c$  : Resistencia máxima a la compresión de concreto confinado.

$f'_c$  : Resistencia máxima a la compresión de concreto sin confinar.

$\epsilon_{cc}$  : Deformación unitaria en la coordenada de mayor esfuerzo.

$f'_l$  : Esfuerzo de confinamiento efectivo lateral.

Se tiene que la resistencia a la compresión del concreto confinado está directamente relacionada al esfuerzo de confinamiento efectivo que puede ser desarrollado en la fluencia del refuerzo transversal, en el cual para secciones rectangulares está dado por:

$$\begin{aligned} f'_lx &= K_e \rho_x f_{yh} \\ f'_ly &= K_e \rho_y f_{yh} \end{aligned}$$

En las direcciones X e Y, respectivamente, donde  $\rho_x$  y  $\rho_y$  son las relaciones para área de sección efectiva entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto cortado por planos perpendiculares a las direcciones X e Y, y  $K_e$  es el coeficiente de confinamiento efectivo, relacionando el área mínima de núcleo confinado y el área de núcleo nominal bordeado por

la línea central de la periferia de los estribos. Un valor típico para  $K_e$  es 0.75 en secciones rectangulares.

El valor de  $f'_c$  para el cual  $f_l$  es igual en X e Y está relacionado con la resistencia del concreto sin confinar por la siguiente expresión:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left( -1.254 + 2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_c} - \frac{2 \cdot f'_l}{f'_c}} \right)$$

Para sección rectangular con igual esfuerzo de confinamiento efectivo  $f'_{lx}$  y  $f'_{ly}$ ,  $K=f'_c/f'_c$  y puede ser encontrado en la figura 2.14, donde  $f'_{ly} > f'_{lx}$ .

La deformación última se puede obtener con la siguiente expresión:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_y h \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

Mander usó métodos de balance de energía para estimar esta relación. Igualó la capacidad de energía de deformación del refuerzo transversal cuando fluye con el incremento de energía absorbida por el concreto (Mander, 1984).

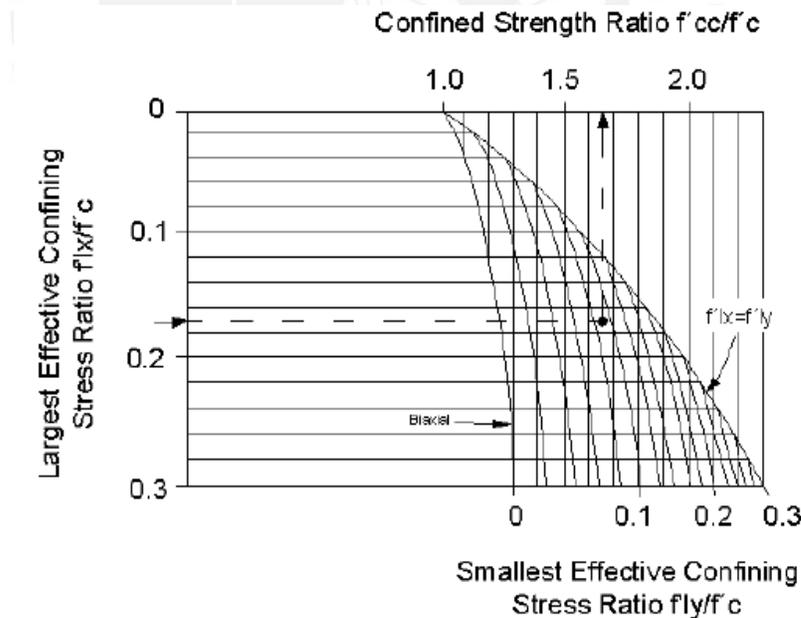


Figura 2.14 Relación de esfuerzos para concreto confinado y sin confinar [Mander et al, 1988]

2.2.2 Modelo inelástico de secciones y elementos

▪ **Momento flector y curvatura relacionado con curva esfuerzo deformación**

La figura 2.15 muestra un elemento diferencial sometido a un momento flector ( $M$ ) y por tal efecto presenta una curvatura ( $\zeta$ ).

La curvatura es la rotación barrida de B hacia C o viceversa por unidad de longitud ( $\Delta s$ ) en una determinada ubicación a lo largo del eje neutro.

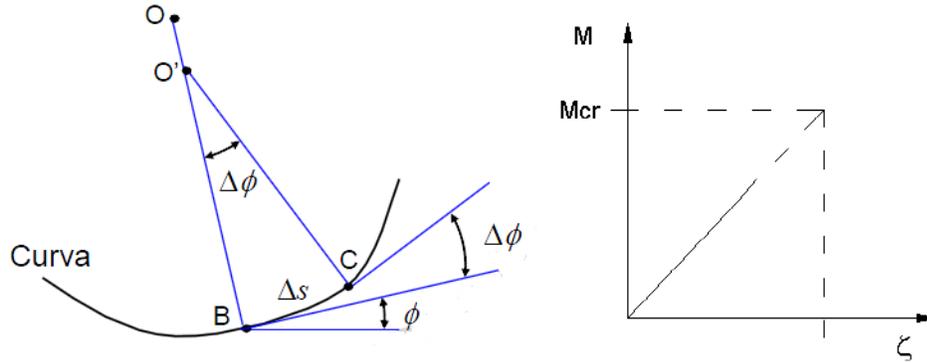


Figura 2.15 Momento y curvatura de una sección de concreto armado

Un diagrama Momento-Curvatura (Fig. 2.16) para una sección de concreto armado dice mucho acerca de su comportamiento y por lo general tiene la siguiente forma:

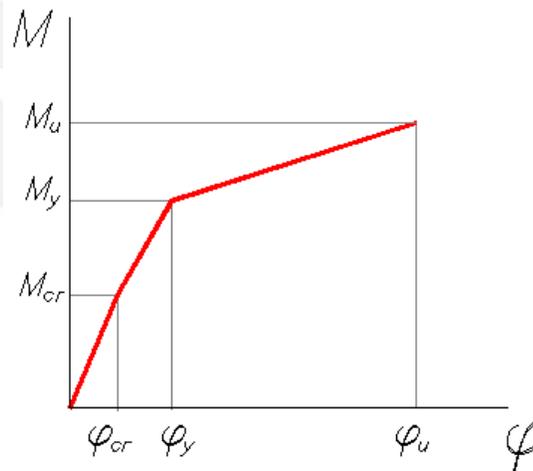


Figura 2.16 Esquema de un diagrama Momento-curvatura

Del gráfico anterior se destacan los siguientes puntos:  $M_{cr}$ , que corresponde al momento en que se excede la resistencia a la tracción del concreto;  $M_y$ , es el punto de inicio de la fluencia del acero y  $M_u$  es el momento último de curvatura. La pendiente del primer tramo se da por

el producto de  $EI_g$ , el segundo tramo de la gráfica se obtiene por  $EI_{tr}$ . A partir de la coordenada  $(M_y, f_y)$  la rigidez de la sección se reduce drásticamente.

E: Módulo de elasticidad del concreto.

$I_g$ : Momento de Inercia del grueso de la sección.

$I_{tr}$ : Momento de Inercia de la sección agrietada.

#### ▪ Zonas de comportamiento no lineal de elementos

Se reconoce el daño producido por eventos sísmicos importantes en las inmediaciones de los nudos, generalmente en vigas de tramos cortos que forman pórticos, en una longitud determinada “L”. Esta zona de daño no se extiende en toda la longitud del elemento sino que se concentra hacia los nudos. La Fig. 2.17 muestra la zona de comportamiento no lineal.

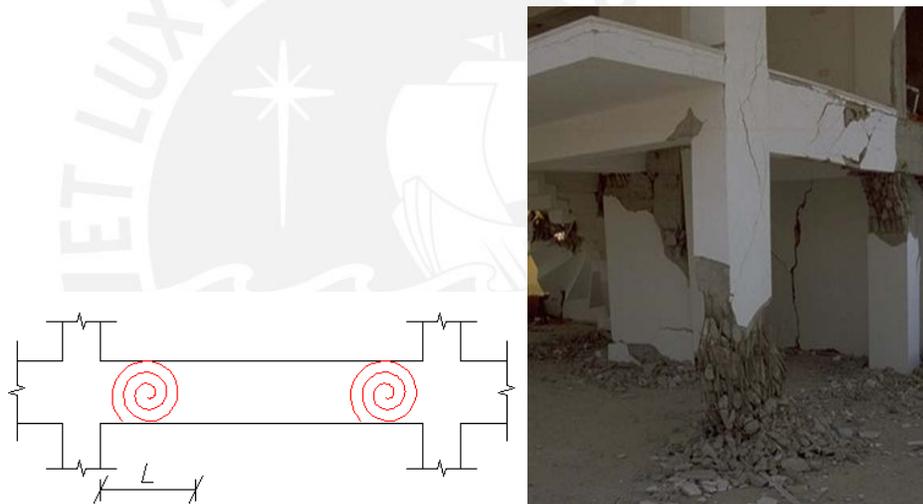


Figura 2.17 Zona de comportamiento no lineal. A la izquierda un esquema de daño en vigas y a la derecha una rótula plástica en una columna [Terremoto del Maule, Chile 2010]

#### ▪ Relaciones Momento-giro en rótulas plásticas

Con la finalidad de plantear un modelo de análisis, se asume que la zona potencial de daño tiene una longitud “ $L_p$ ”, que la denominaremos rótula plástica, y que se muestra en la Fig. 2.18.

Una aproximación muy utilizada para la longitud “ $L_p$ ” está en el intervalo de 40 a 50% del peralte del elemento, y adoptando además, que la curvatura se mantiene constante en ese tramo. [Paulay y Priestley, 1992].

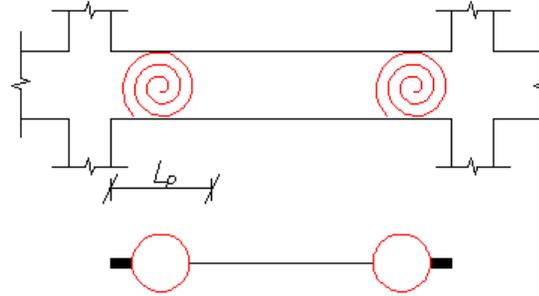


Figura 2.18 Zona potencial de daño

La relación momento-giro se aplica a la sección plastificada descrita anteriormente. Hallar esta relación es importante ya que grafica la capacidad de rotación inelástica que puede soportar una sección de concreto armado en la vecindad de los nudos.

Con lo asumido en el párrafo anterior y a partir de la relación momento-curvatura, se puede obtener la relación momento-giro multiplicando los valores de la curvatura por la longitud de rótula plástica.

La Fig. 2.19 muestra el diagrama momento-giro obtenido a partir del diagrama momento-curvatura.

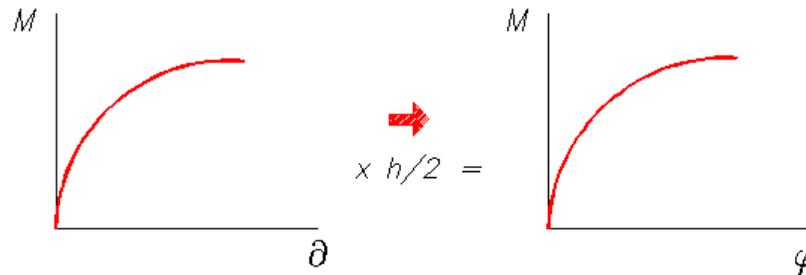


Figura 2.19 Obtención de diagrama Momento-Giro

▪ **Diagrama simplificado**

La siguiente Fig. 2.20 es la representación simplificada, por medio de líneas rectas, de un diagrama momento-giro de una sección

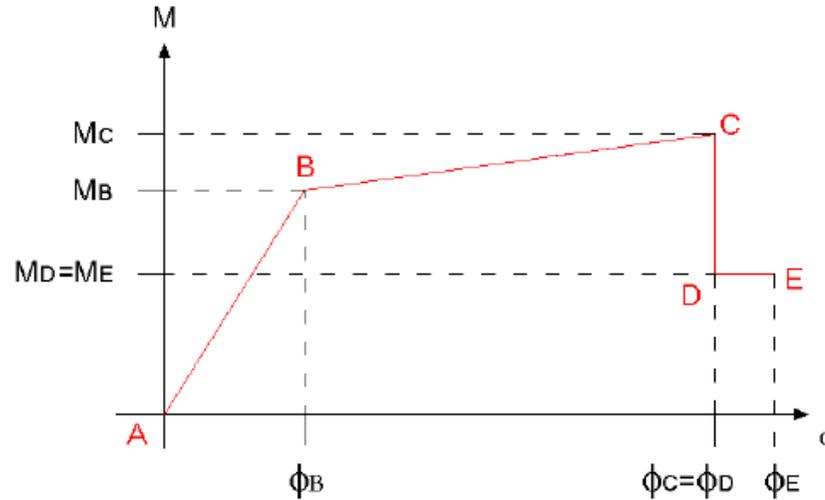


Figura 2.20 Diagrama Momento-Giro simplificado

El punto “B” representa la fluencia efectiva y el punto “C” corresponde a la capacidad máxima de la rótula.

Con los puntos notables acotados anteriormente es suficiente para graficar un diagrama momento-giro, pero con propósitos de ingreso de datos en el programa de computación SAP2000 es necesario ingresar el punto “D”, que se asume, un valor 40% menos de capacidad máxima de la rótula. El último trazo de la gráfica, DE, significa que el momento permanece constante, este tramo corto de deformación es el 10% del obtenido en “C”.

### 2.2.3 Modelo inelástico de edificios

- **Zonas de comportamiento inelástico concentrado en rótulas. Resto elástico**

Para el caso de movimientos sísmicos de gran intensidad, un modelo práctico para representar el daño de las edificaciones conformado por vigas y columnas, llamado sistema aporticado, consiste en digitalizar las rótulas plásticas en zonas donde se estima se concentrará el rango inelástico.

La Fig. 2.21 muestra el modelo empleado en el presente trabajo. Los círculos coloreados representan las rótulas plásticas. En este caso no todos los elementos presentan rótulas, pues se está mostrando para un desplazamiento incremental cualquiera.

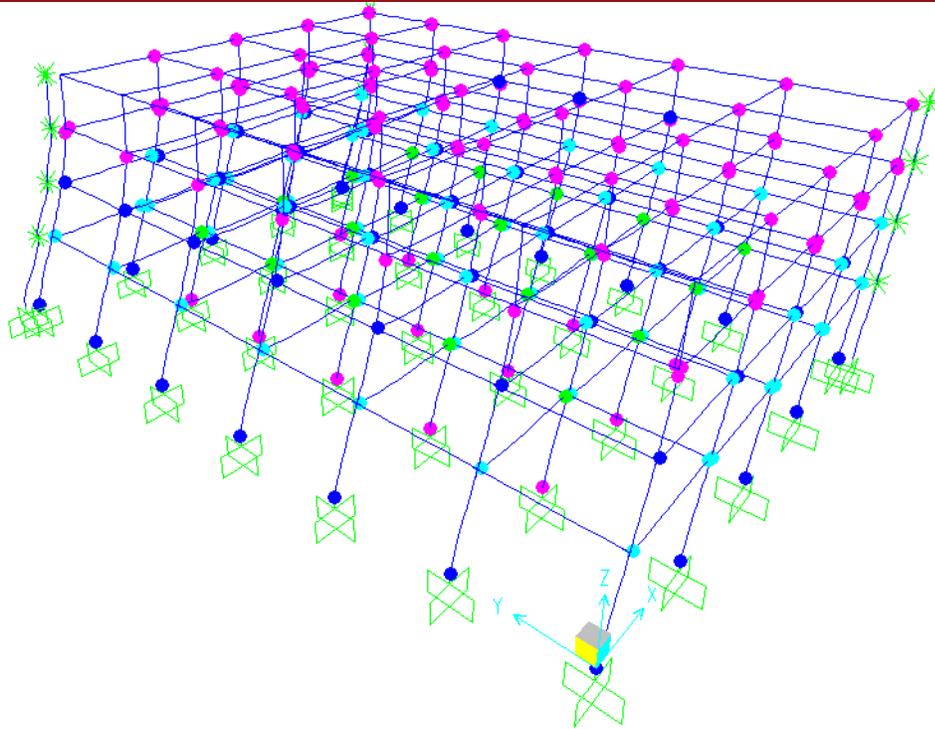


Figura 2.21 Modelo empleado con rótulas plásticas

El modelo del presente estudio considera la conexión viga-columna como infinitamente rígida [Muñoz, Blondet et al., 2001].

El modelo tiene 8 tipos de rotulas para vigas y 6 tipos de rótulas para columnas. En total se usaron 332 elementos y 744 rótulas.

#### 2.2.4 Curva de Capacidad

Para representar el comportamiento de una estructura ante fuerzas laterales externas es necesario contar con una herramienta de análisis más allá del rango lineal, por tal razón, en este trabajo se usará la técnica del “Análisis Pushover” o llamado también análisis incremental, que pertenece al procedimiento de análisis sísmico estático no lineal.

##### ▪ Análisis de acciones incrementales

El análisis pushover involucra la aplicación de un patrón de acciones laterales que se aplican monótonicamente creciente en una dirección hasta que los miembros de la estructura incursionan en el rango inelástico y aparecen rótulas plásticas y mecanismos de falla.

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

Para un patrón de cargas laterales, cuya forma es fija, la distribución puede ser constante, lineal, parabólica, etc. Por ejemplo, la segunda imagen de la figura xxx, muestra una configuración de carga tipo triángulo invertido, que son las fuerzas que se obtendrían del primer modo. Existen códigos que recomiendan repetir el análisis con un vector uniforme para considerar los modos superiores. En la siguiente Fig. 2.22 se muestran ejemplos de distribución de cargas:

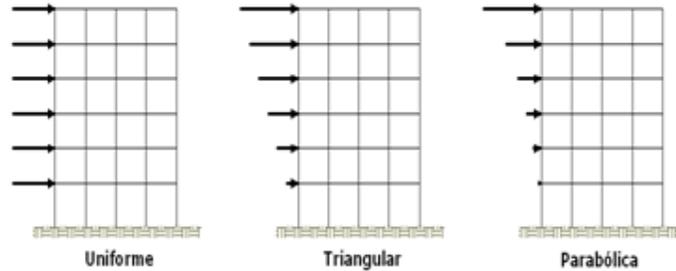


Figura 2.22 Ejemplos de patrón de cargas laterales

Un patrón de desplazamientos corresponde a un conjunto de desplazamientos que se aplican secuencialmente a la estructura, éste conjunto obedece generalmente al modo fundamental de la estructura.

Dado que el análisis incremental no incluye los otros modos de la estructura, resulta en una sobreestimación de la respuesta, comparándolo con un análisis dinámico no lineal. Sin embargo, para estructuras rígidas y de período corto, como es el caso del presente trabajo, ambas técnicas de análisis llevan a una respuesta similar. [Spacone, 2005].

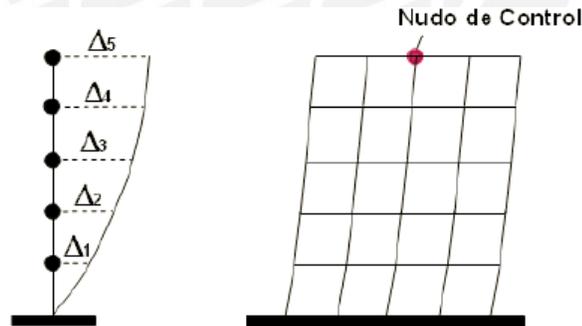


Figura 2.23 Ejemplos de patrón de cargas laterales

Al ingresar un patrón de desplazamientos es necesario monitorear los incrementos mediante un nudo guía (generalmente en el último nivel de la estructura, ver Fig. 2.23) indicando el valor máximo hasta el cual se debe aumentar el desplazamiento partiendo de un estado de esfuerzos y deformaciones generados por la carga de gravedad, así como lo muestra la siguiente Fig. 2.24 [Habibullah y Pyle, 1998].

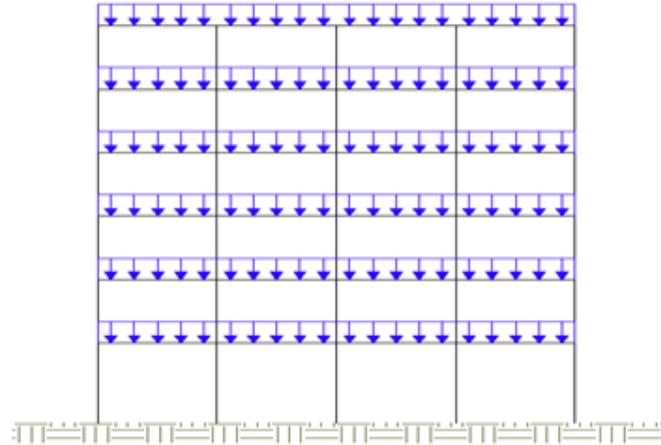


Figura 2.24 cargas de servicio (muerta y viva) sobre la edificación

Conforme progresa el análisis incremental, el desplazamiento ( $D_t$ ) en el último nivel aumenta y se va computando los valores de la fuerza cortante ( $V$ ) en la base del modelo hasta el punto de desplazamiento máximo que se espera experimente la estructura.

La relación obtenida a partir del análisis incremental es la curva Fuerza – Desplazamiento ( $V - D_t$ ), llamada Curva de Capacidad, la cual se representa en la siguiente Fig. 2.25.

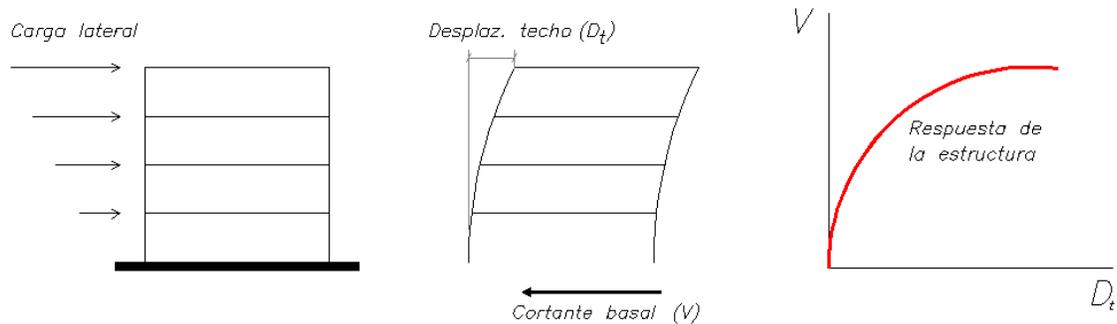


Figura 2.25 cargas de servicio (muerta y viva) sobre la edificación

Para una edificación en particular, la Curva de Capacidad muestra la fuerza que recibiría la masa del sistema en cada desplazamiento lateral de la estructura. [Muñoz, 2000].

▪ **Fluencia efectiva y modelo bilineal**

La Fig. 2.26 que se muestra a continuación es la representación del progreso de formación de rótulas plásticas. El primer punto marca el fin de la etapa elástica y da comienzo al rango inelástico. En ésta zona de transición ni la rigidez ni la resistencia lateral presentan disminuciones significativas en sus valores.

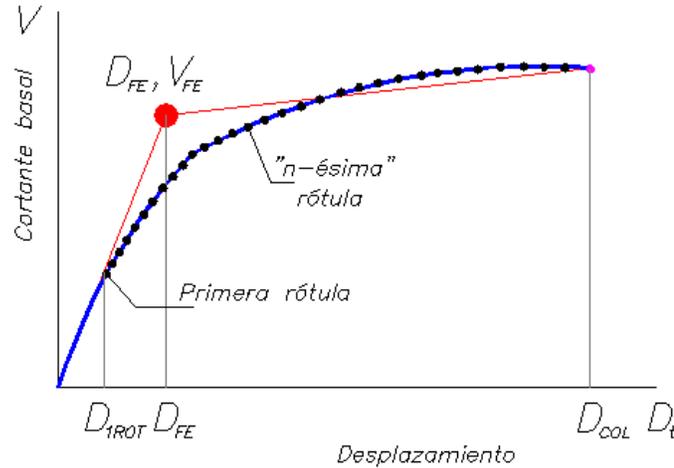


Figura 2.26 Progreso de formación de rótulas plásticas

A razón de mayor desplazamiento se atenúan las rótulas plásticas y se degradan los valores de rigidez y resistencia, entonces, un punto clave para marcar éstas diferencias es el denominado Fluencia Efectiva.

Así, al determinar el punto de fluencia efectiva es posible simplificar la curva de capacidad en dos segmentos de recta convirtiéndolo en un modelo bilineal.

Se cuenta con varios criterios para determinar el punto de fluencia, a continuación se describen dos de ellos:

- **Criterio de las rigideces tangentes**

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, la primera que parte del rango lineal elástico y la siguiente desde el punto de cortante máximo, como resultado se obtendrá un esquema similar al de la Fig. 2.27. La intersección de estas rectas tangentes define el punto de fluencia efectiva FE ( $D_{FE}, V_{FE}$ ). [Aguiar, 2003].

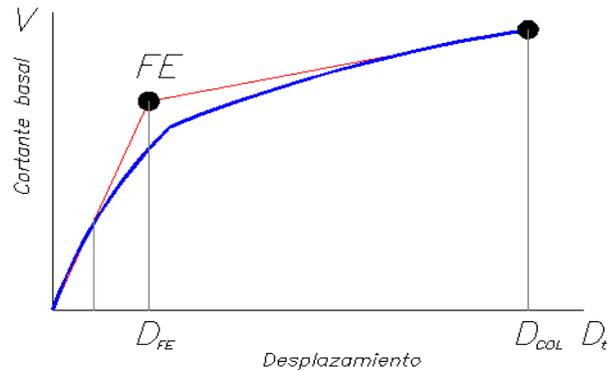


Figura 2.27 Rigideces tangentes, para determinar el punto de fluencia efectiva

- **Criterio de las áreas iguales**

**TÍTULO:** Desempeño Sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%

Al trazar dos rectas, que cortan a la curva, ver Fig. 2.28, se intenta igualar las áreas que están por debajo y por encima de la curva. La intersección de estas tangentes define el punto de fluencia efectiva FE ( $D_{FE}$ ,  $V_{FE}$ ). [Aguiar, 2003]. Este criterio fue utilizado en el presente trabajo.

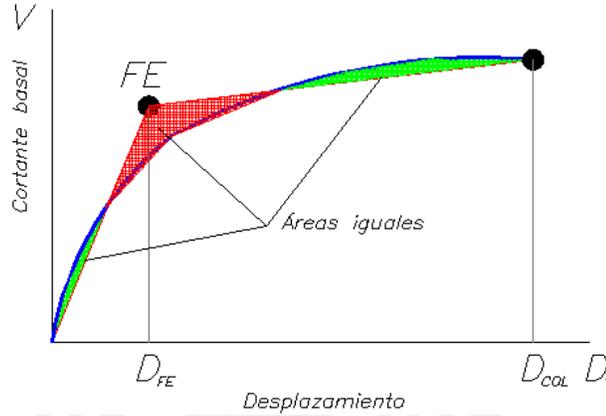


Figura 2.28 Criterio de áreas iguales para determinar el punto de fluencia efectiva

▪ **Zona elástica e inelástica del modelo bilineal**

El punto de fluencia efectiva FE ( $D_{FE}$ ,  $V_{FE}$ ) demarca las zonas de desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura. A continuación, la Fig. 2.29 muestra las zonas antes mencionadas:

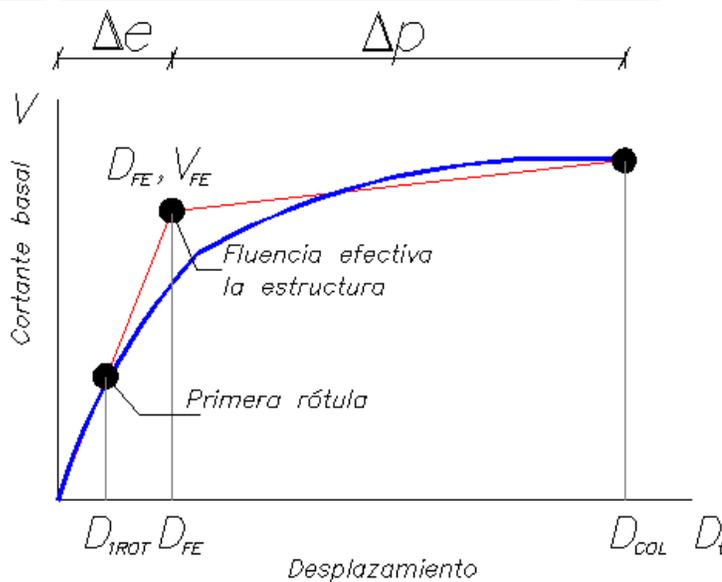


Figura 2.29 Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

▪ **Ductilidad**

La ductilidad es la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin romperse. Si extendemos la definición a nuestro modelo estructural, es la capacidad de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar.

○ **Ductilidad disponible**

La ductilidad disponible de la estructura se puede estimar relacionando el desplazamiento de colapso ( $D_{COL}$ ) respecto al desplazamiento que está asociado a la formación de la primera rótula ( $D_{1ROT}$ ) o a la fluencia efectiva ( $D_{FE}$ ). A continuación véase los puntos en la Fig. 2.30:

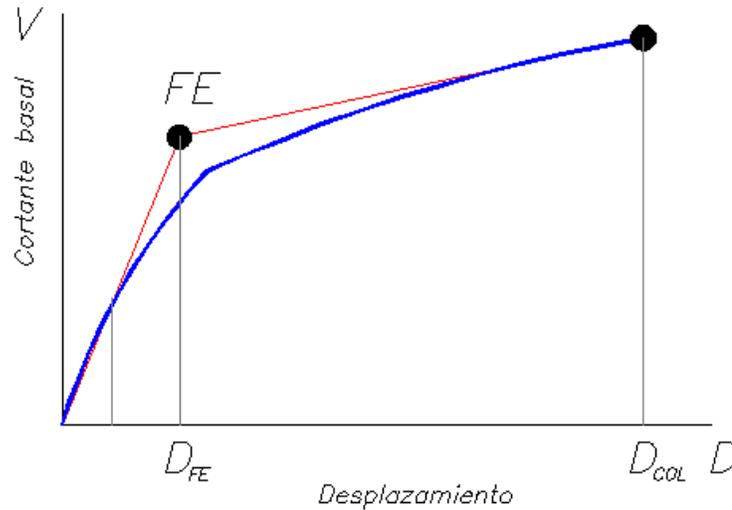


Figura 2.30 Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

Las relaciones mencionadas son las siguientes:

$$\mu_{col/1rot} = \frac{D_{col}}{D_{1rot}} \quad \text{o} \quad \mu_{col/fe} = \frac{D_{col}}{D_{fe}}$$

○ **Ductilidad de demanda**

Sobre la curva de capacidad podemos resaltar algunos importantes relacionados con las normativas de diseño sísmico, éstos son los que representan a los del “sismo frecuente” (SF), “sismo ocasional” (SO) y “sismo raro” (SR), los cuales se aprecian en la Fig. 2.31; y a los asociados a las derivas  $5\%$ ,  $7\%$  y  $10\%$  (el primero corresponde al UBC de 1985, y los siguientes pertenecen a las exigencias de la Norma Peruana de 1997 y 1977, respectivamente) en la Fig. 2.32.

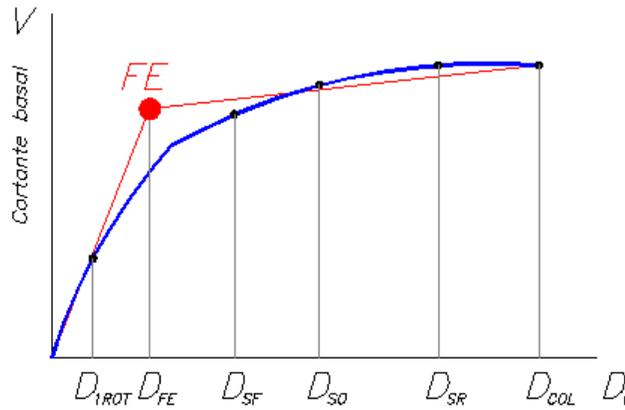


Figura 2.31 Desplazamientos de demanda de los sismo frecuente, ocasional y raro (SF, SO y SR)

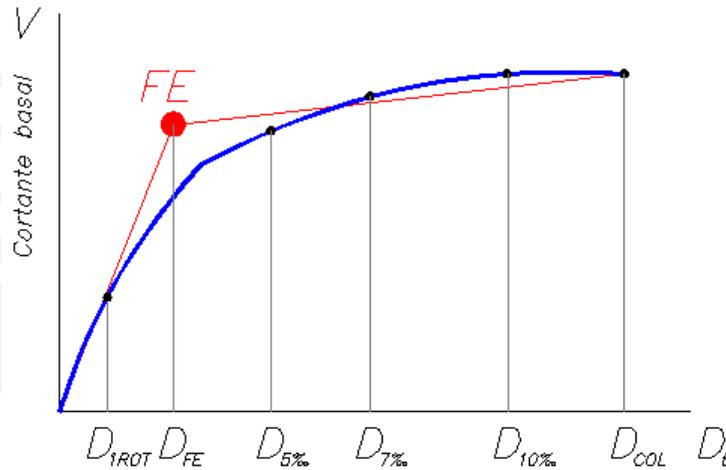


Figura 2.32 Desplazamientos correspondientes a las derivas de 5 ‰, 7 ‰ y 10 ‰

La ductilidad de desplazamiento de demanda para los tres niveles de sismo se estima como:

$$\mu_{(SF,SO,SR)} /_{1rot} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{1rot}} \quad \text{o} \quad \mu_{(SF,SO,SR)} /_{fe} = \frac{D_{(SF,SO,SR)}}{D_{fe}}$$

Y la demanda de desplazamiento asociado a las derivas se estima como:

$$\mu_{(7‰,10‰,20‰)} /_{1rot} = \frac{D_{(7‰,10‰,20‰)}}{D_{1rot}} \quad \text{o} \quad \mu_{(7‰,10‰,20‰)} /_{fe} = \frac{D_{(7‰,10‰,20‰)}}{D_{fe}}$$

▪ **Sobrerresistencia**

El factor de sobrerresistencia tiene en cuenta la reserva de resistencia, se puede cuantificar como el cociente de las fuerzas asociadas a los puntos de interés (sismo frecuente, ocasional y raro, y derivas de 7 ‰, 10 ‰ y 20 ‰) entre las siguientes posibilidades de divisores: cortante de diseño  $V_D$ , cortante en la formación de la primera rótula  $V_{IROT}$ , el cortante en el punto de fluencia efectiva  $V_{FE}$  o el cortante de colapso  $V_{COL}$ .

A continuación Fig 2.33 y 2.34 muestran los puntos tomados como numeradores para el cálculo de la sobrerresistencia:

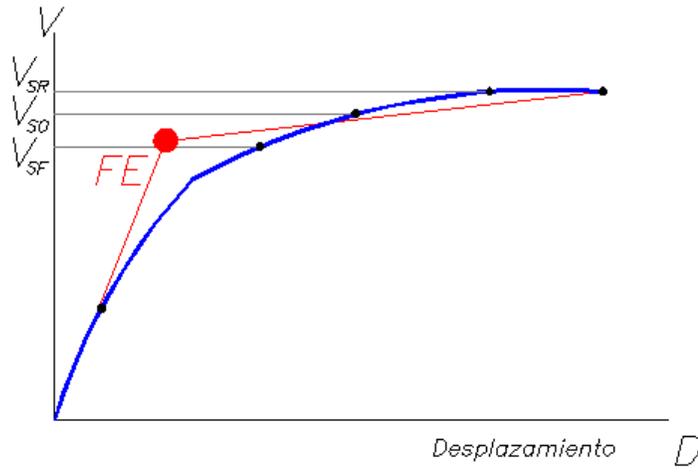


Figura 2.33 Cortantes asociados a los sismos de demanda

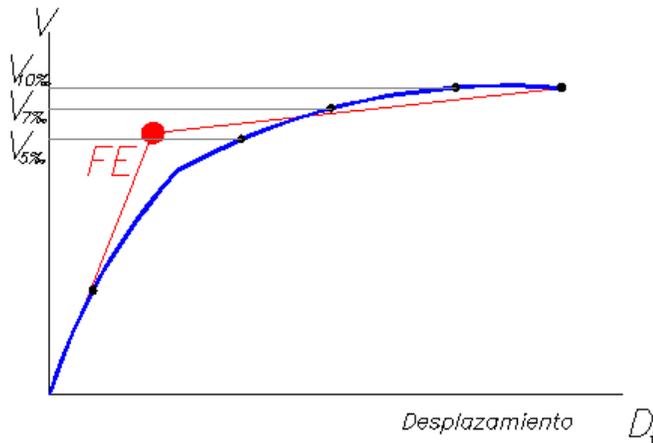


Figura 2.34 Cortantes asociados a las derivas de 5 ‰, 7 ‰ y 10 ‰

La formulación de las sobrerresistencias para los casos anteriores se presentan de la siguiente manera:

$$SR_{(SF,SO,SR)/D} = \frac{V_{(SF,SO,SR)}}{V_D} \quad \text{o} \quad SR_{(SF,SO,SR)/1rot} = \frac{V_{(SF,SO,SR)}}{V_{1rot}}$$

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

$$SR_{(7\%,10\%,20\%)/D} = \frac{V_{(7\%,10\%,20\%)}}{V_D} \quad \text{o} \quad SR_{(7\%,10\%,20\%)/1rot} = \frac{V_{(7\%,10\%,20\%)}}{V_{1rot}}$$

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

Otra alternativa para cuantificar la sobrerresistencia de la estructura entre los siguientes valores: cortante de diseño  $V_D$ , cortante en la primera rótula  $V_{1ROT}$ , cortante en la fluencia efectiva  $V_{FE}$  y cortante en el punto de colapso  $V_{COL}$ . Las ecuaciones que las representan son:

$$SR_{1rot/D} = \frac{V_{1rot}}{V_D} \quad \text{o} \quad SR_{fe/D} = \frac{V_{fe}}{V_D} \quad \text{o} \quad SR_{col/D} = \frac{V_{col}}{V_D}$$

$$SR_{fe/1rot} = \frac{V_{fe}}{V_{1rot}} \quad \text{o} \quad SR_{col/1rot} = \frac{V_{col}}{V_{1rot}} \quad \text{o} \quad SR_{col/fe} = \frac{V_{col}}{V_{fe}}$$

Ahora, la definición de sobrerresistencia la extendemos a los miembros estructurales del modelo, para ello es necesario emplear el diagrama momento-curvatura simplificado de la Fig. 2.35 y ubicar en él los momentos flectores resistente de los puntos de interés que se mencionaron en los párrafos anteriores. Cabe señalar que este modelo simplificado es útil para ser empleado en el software SAP2000 al momento de ingresar las propiedades de las rótulas plásticas.

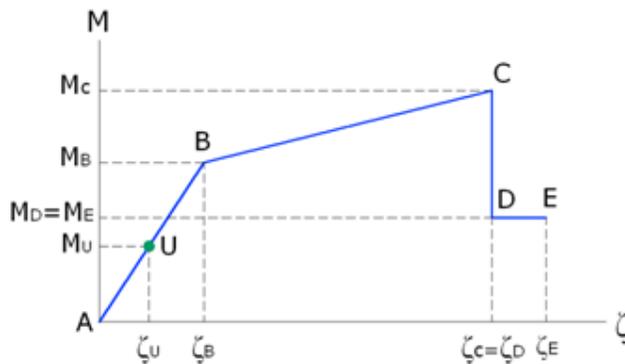


Figura 2.35 Puntos de interés del diagrama Momento-curvatura

La Fig. 2.35 incluye un punto de referencia (U), adicional al presentado en la gráfica de la Fig. 2.20, que simboliza al momento último obtenido de las combinaciones de carga que exige la Norma Peruana [SENCICO, 2003].

Las ecuaciones que representan las sobrerresistencias de los miembros estructurales son:

$$SR_{B/U} = \frac{M_B}{M_U} \quad \text{o} \quad SR_{C/U} = \frac{M_C}{M_U} \quad \text{o} \quad SR_{C/B} = \frac{M_C}{M_B}$$

$$SR_{D/B} = SR_{E/B} = \frac{M_D}{M_B} = \frac{M_E}{M_B}$$

### 2.2.5 Espectro de Capacidad

La curva de capacidad que es la relación Fuerza – desplazamiento, puede ser representado también por una curva Fuerza por unidad de masa – desplazamiento.

Lo anterior se explica por el hecho de que la fuerza que recibe la masa de una estructura de un grado de libertad, durante un sismo, es la fuerza restitutiva del sistema estructural, ya que para un amortiguamiento dado, siendo éste la fracción del amortiguamiento crítico, es normalmente del 5%. Entonces, la aceleración absoluta máxima que desarrolla una edificación puede estimarse como el cociente de la fuerza restitutiva máxima que alcance en el evento y la masa de la edificación. [Muñoz, 2000].

Un par ordenado de la curva de capacidad (V, Dt) se convierte en espectro de capacidad, de coordenadas (SA, SD), mediante las siguientes relaciones:

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

Donde:

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

Se muestra a continuación en la Fig. 2.36, el proceso para obtener el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad

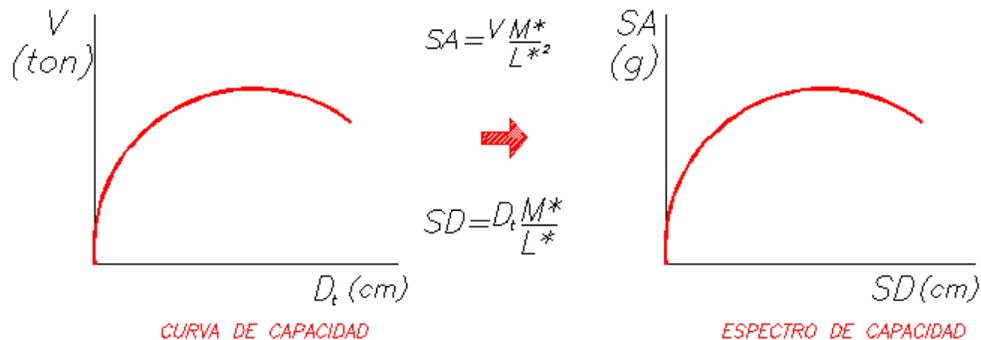


Figura 2.36 Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad

Por tanto el Espectro de Capacidad permite calcular la aceleración máxima que podría desarrollar una estructura en particular al alcanzar un determinado desplazamiento lateral. [Muñoz, 2000].

### 2.2.6 Programas de computación para el análisis incremental

Actualmente es posible encontrar varios softwares que permiten desarrollar un análisis estático no lineal o “pushover analysis”, entre ellos, ETABS y SAP2000, éste último empleado en el presente trabajo.

Como ya se ha indicado antes, la rótula se representa por un diagrama simplificado de momento-giro o momento-curvatura, éste se obtiene idealizando el diagrama hallado mediante el programa computacional MOMCUR [Ottazzi y Muñoz, 1998].

A diferencia de éstos software convencionales, es posible programar un análisis plástico del edificio para carga lateral monotónicamente creciente mediante MATLAB, en él es necesario emplear métodos de solución de ecuaciones no lineales como Newton-Raphson o el método de Newmark no lineal. O incluso ambos cuando el sistema es dinámico no-lineal.

Para resolver un “pushover”, tanto ETABS como SAP2000 emplean el método de Newton-Raphson para la solución de ecuaciones no lineales. Es un método iterativo para hallar la respuesta dado una fuerza (ya que no es implícito) variando la rigidez tangente para cada punto. También existe el método de Newton-Raphson modificada, en el que para cada punto ya no es necesario hallar la matriz de rigidez de toda la estructura (que es de alto costo computacional), sino que se usa una sola matriz de rigidez tangente, la del primer punto. Este último método se llega al resultado con más iteraciones. Generalmente se usan ambas para comparar resultados.

# CAPÍTULO 3

## 3 RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICACIONES USANDO TÉCNICAS ESPECTRALES

El análisis dinámico lineal empleando métodos espectrales ha encontrado gran aceptación en la práctica profesional debido a su relativa simplicidad y adecuada precisión.

Los espectros de respuesta son usados para definir la respuesta máxima de una estructura en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento máximos.

Dada la importancia del desplazamiento y aceleración máximos de la respuesta estructural, éstos se plasman en un punto del espectro de capacidad denominado “punto de demanda” (SDd, SAd), el cual representa la respuesta estructural.

### 3.1 Representación de las solicitaciones sísmicas mediante espectros de demanda

Un espectro de demanda se plasma con una gráfica en el plano cartesiano, para el cual el eje de las abscisas y las ordenadas representan los valores del desplazamiento espectral (SD) y la aceleración espectral (SA), respectivamente.

Los períodos se representan por rectas inclinadas que empiezan desde el origen de coordenadas. Para su elaboración se tiene que variar el valor de  $T_n$ , que se emplea en la siguiente ecuación:

$$S_a = \omega_n^2 \cdot S_d \quad \rightarrow \quad S_a = \frac{4 \cdot \pi^2}{T_n^2} S_d$$

La ventaja de este formato es apropiado en sistemas no lineales cuando se usa en conjunto con el espectro de capacidad y el espectro de fluencia de la estructura., ya que se pueden visualizar en el mismo gráfico y obtener puntos de interés que se detallarán más adelante.

Una desventaja es que para períodos muy largos los puntos del espectro están muy cerca el uno del otro.

La Fig. 3.1 muestra el espectro de demanda correspondiente al registro del terremoto de 1970 (norte peruano) obtenido en Lima a 300km del epicentro.

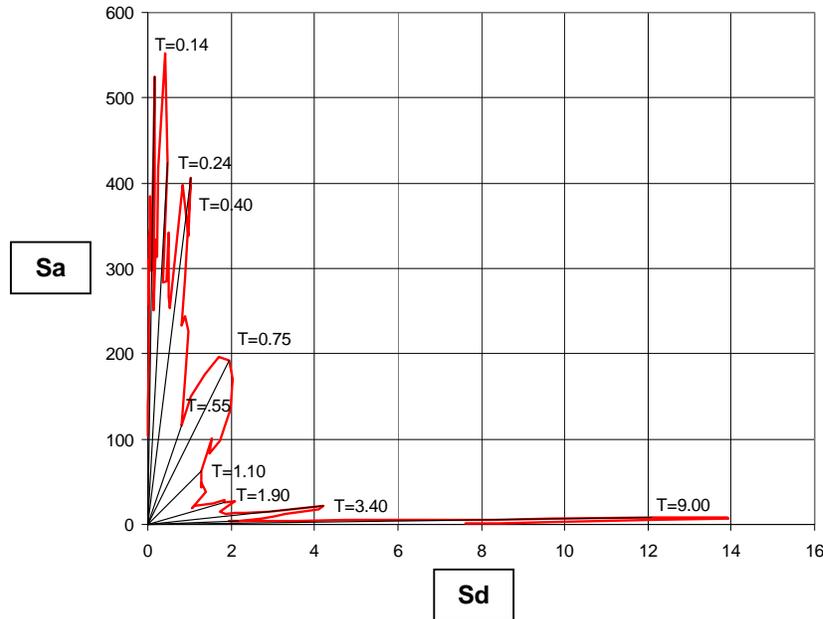


Figura 3.1 Espectro de demanda del terremoto de mayo 1970 - Perú

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros lineales suavizados que se obtienen amplificando el espectro del suelo mediante factores (a partir de una regresión estadística de respuestas obtenidas de registros sísmicos) que dependen del amortiguamiento estructural. La Fig. 3.2 muestra el espectro elástico de pseudo aceleración de la Norma Peruana (SENCICO 2003) para suelo duro correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años, y la Fig. 3.3 muestra el mismo espectro en su forma de espectro de demanda.

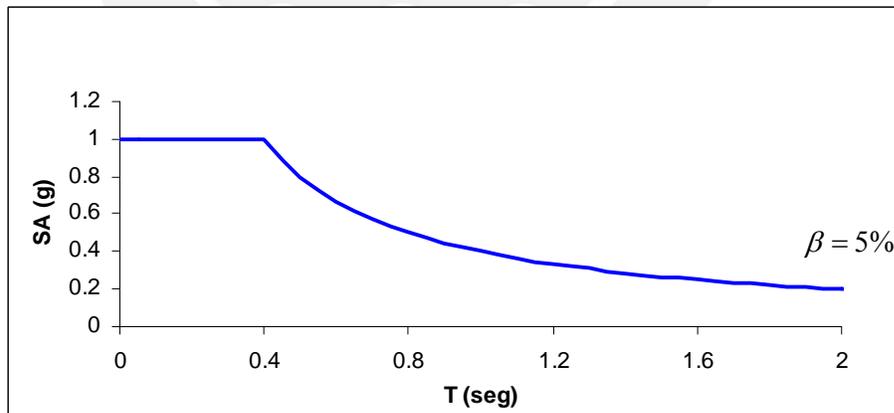


Figura 3.2 Espectro de aceleración elástico de la Norma Peruana

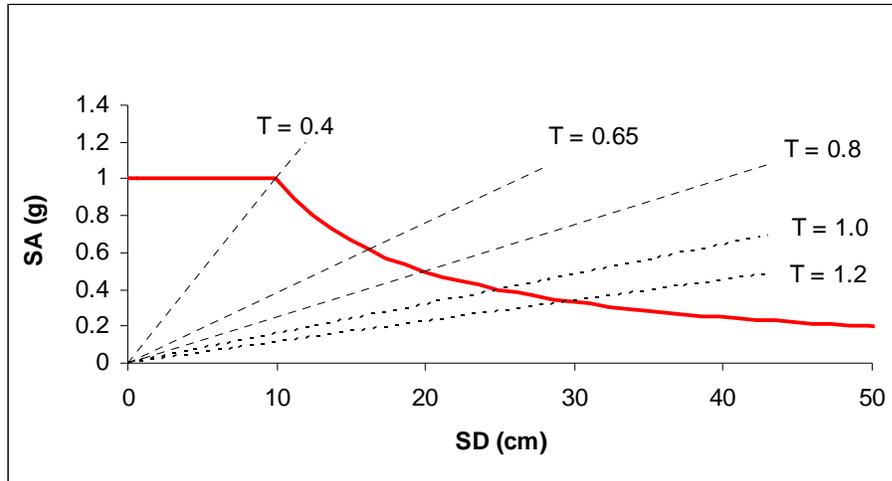


Figura 3.3 Espectro de demanda de la Norma Peruana en formato SA-SD

### 3.2 Respuesta elástica de estructuras

Los espectros de demanda (Fig. 3.4a) contienen la respuesta máxima de diferentes estructuras elásticas, esto es, para distintos periodos y con un determinado amortiguamiento, mientras que el espectro de capacidad (Fig. 3.4b) es la “habilidad” que posee la estructura para resistir la demanda sísmica, en él se muestran las combinaciones de desplazamiento y aceleración máximas de todos los posibles sistemas de un grado de libertad a la que puede estar sometida una estructura en particular tanto en régimen elástico como inelástico.

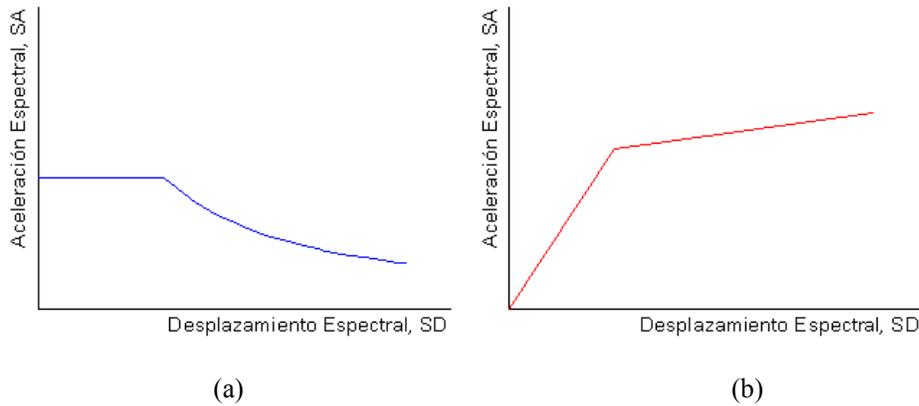


Figura 3.4 Espectro de demanda sísmica y espectro de capacidad.

Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca dentro del rango elástico, el *punto de demanda* (SDd, SAd) puede obtenerse interceptando directamente los espectros de demanda y capacidad [León y Quintana, 2004] como se muestra en la figura 3.5.

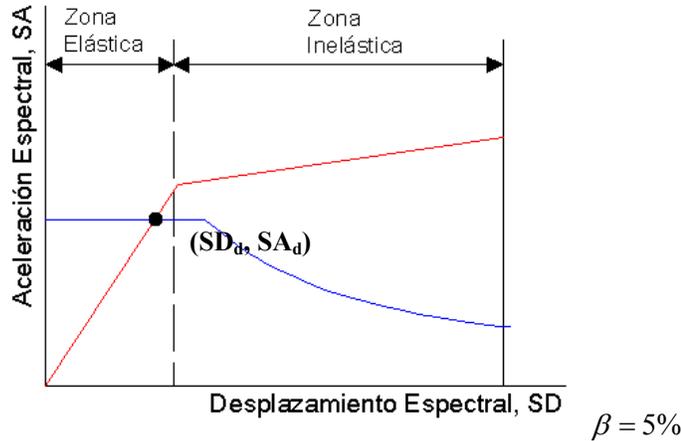


Figura 3.5 Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica en el rango elástico

Esta condición se da para sismos de pequeña magnitud y edificios no tan complejos, por ejemplo, los edificios catalogados como regulares con una resistencia lateral tal que la estructura pueda permanecer en el rango elástico.

### 3.3 Respuesta inelástica de estructuras

En el caso de movimientos sísmicos fuertes es posible que la respuesta estructural incurriere en el rango inelástico, en tal caso, ya no se cumple que la intersección de los espectros es el punto de demanda buscado (Figura 3.6) puesto que el espectro es elástico y el comportamiento supuesto es no lineal [León y Quintana, 2004].

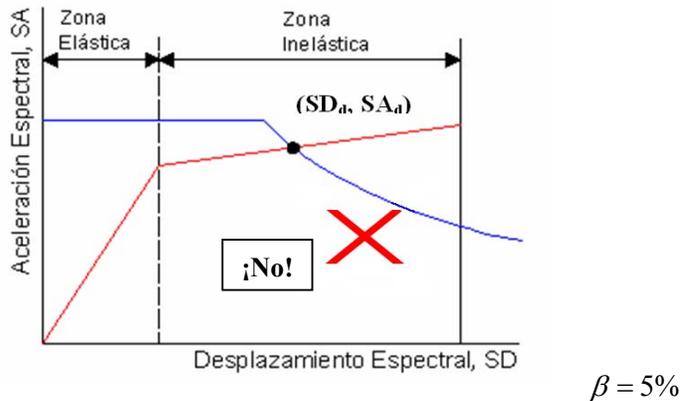


Figura 3.6 Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica

La representación del comportamiento inelástico depende del nivel de amortiguamiento equivalente que está asociado con el nivel de desplazamiento inelástico alcanzado. Entonces,

se desprende que para cada valor de la zona inelástica de la curva de capacidad se puede estimar un nuevo valor de amortiguamiento equivalente y un nuevo espectro de demanda.

A consecuencia de un mayor amortiguamiento equivalente comparado con el originalmente empleado es necesario reducir el nuevo espectro de demanda. Para elaborar el espectro reducido se emplean factores de minoración para las zonas de aceleración y velocidades (SRA y SRV respectivamente) cuyos valores están directamente vinculados con el amortiguamiento equivalente. La Fig. 3.7 muestra la reducción del espectro que se puede lograr con estos factores.

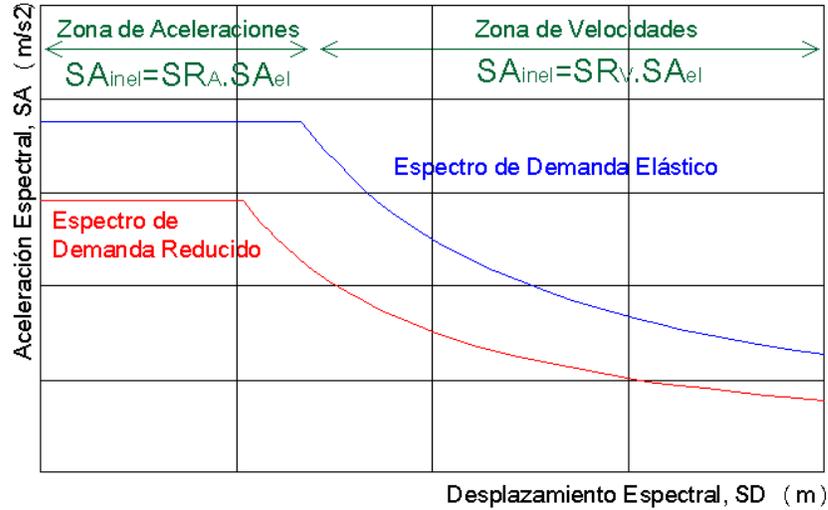


Figura 3.7 Espectro de demanda reducido

Como elaborar todos los espectros reducidos, que se generan para diferentes valores de amortiguamiento equivalente, puede convertirse en una labor tediosa, la alternativa más práctica es construir una curva en la cual los valores espectrales que corresponden a valores diferentes de amortiguamiento equivalente que resultan de la curva de capacidad estructural. Esta curva se denomina “Espectro de demanda para amortiguamiento variable”, EDAV.

Para definir un punto de la curva EDAV (Pi) primero es necesario identificar un punto en la curva del espectro de capacidad, Pi'. Luego, con Pi' se obtiene el amortiguamiento efectivo y dependiendo de la zona del espectro se reducen los valores espectrales (líneas punteadas en la siguiente figura), y obteniéndose así el punto Pi de EDAV (Fig. 3.8).

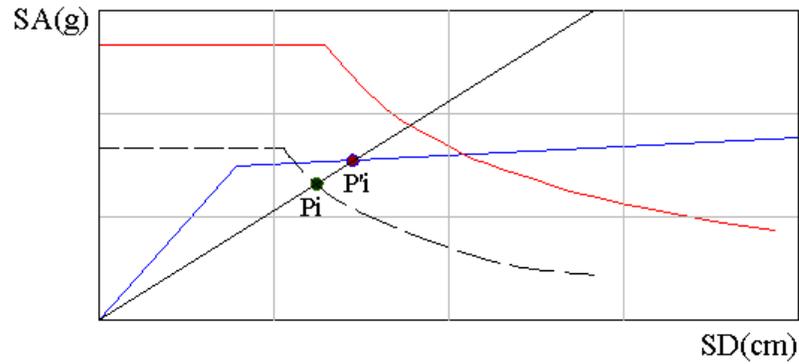


Figura 3.8 Procedimiento para hallar el EDAV

Si se unen los puntos  $P_i$  se obtiene la curva EDAV la que al interceptarse con la curva del espectro de capacidad permitirá estimar el punto de demanda inelástico.

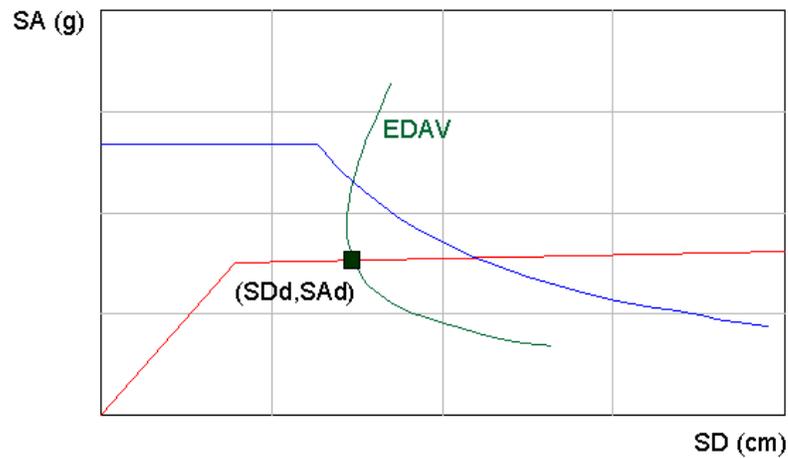


Figura 3.9 Intersección del EDAV y el espectro de capacidad

# CAPÍTULO 4

## 4 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

### 4.1 Propuesta empleada en la evaluación del desempeño

Los últimos sismos ocurridos a nivel mundial (El Maule – Chile, 2010; Miyagi – Japón, 2011) ponen en evidencia que las normas actuales no están orientadas para definir el desempeño sísmico que debieran tener las edificaciones.

Otro aspecto no contemplado por las metodologías más importantes de evaluación es la incorporación de varios niveles de evento sísmico además del sismo severo, para los cuales las edificaciones no deberían colapsar, sufrir o no daños estructurales y no estructurales.

Desde hace varios años hay propuestas muy elaboradas, en el campo del comportamiento de las edificaciones ante los sismos, como las desarrolladas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), el ATC-40 publicado en 1996, FEMA 273 y 274. En ellas el diseño y evaluación de edificaciones está basada en su comportamiento y desempeño sísmico ante niveles de severidad sísmica.

En el presente estudio se empleó la propuesta del SEAOC (1995), a través de su Comité VISION 2000.

### 4.2 Niveles de amenaza sísmica

La clasificación considerada por el comité VISION 2000 [SEAOC, 1995] en cuanto a los movimientos de terreno ocasionados por sismos, es por medio de eventos sísmicos con la particularidad de presentar un período de retorno o una probabilidad de excedencia en un tiempo de exposición de 50 años, generalmente.

En la tabla 4.1 se muestran los periodos de retorno y las probabilidades de excedencia en 50 años para los cuatro movimientos sísmicos considerados por el comité VISION 2000.

Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período 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

### 4.3 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño marca los límites o tolerancias los cuales están basados en los siguientes criterios:

**TÍTULO:** Desempeño Sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%

Página 38 de 89

- eventuales daños físicos en elementos estructurales y no estructurales,
- cuando se compromete la seguridad de los ocupantes de la edificación, producto de estos daños y
- la operatividad de la edificación luego del evento sísmico [SEAOC, 1995; ATC, 1996].

La tabla 4.2 resume las principales características de los diferentes niveles de desempeño propuestos por el Comité VISION 2000 y su relación con los estados de daño general.

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño
Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Estructura en respuesta elástica o hasta el punto de fluencia. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.	Despreciable
Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño menor o moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Se esperan reparaciones. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.	Leve
Resguardo de la vida	Daños moderados a mayor en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Respuesta inelástica asociada al terremoto de diseño. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.	Moderado
Cerca al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.	Severo
Colapso	Colapso parcial inminente o ya ha ocurrido. No es posible la reparación.	Completo

Tabla 4.2 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Con este criterio propuesto por el Comité VISION 2000, la curva de capacidad puede ser dividida en sectores basados en los niveles de desempeño antes descritos. Para sectorizar la curva de capacidad, el primer paso es simplificar la curva a un modelo bilineal junto con señalar el punto de fluencia efectiva, el sector a la izquierda de éste punto representa el primer sector de los cinco totales. Como segundo paso, consiste en dividir el rango inelástico de la curva simplificada en los cuatro sectores restantes. En la Fig. 4.1 se muestra la curva de capacidad sectorizada con los niveles de desempeño correspondientes.

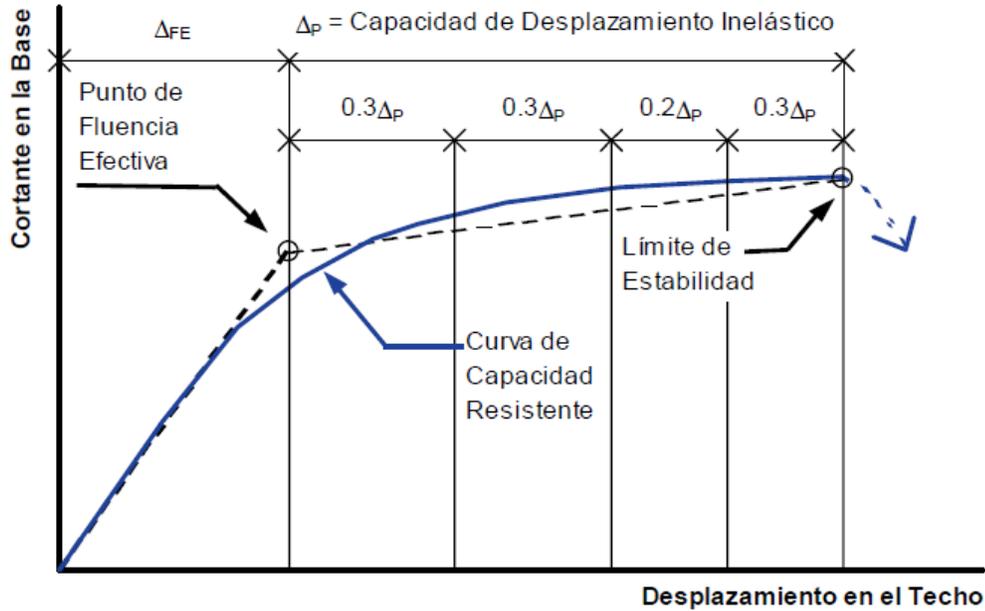


Figura 4.1 Sectorización de la Curva Capacidad

#### 4.4 Importancia de la edificación

Similar a la Norma Peruana, el Comité VISION 2000 clasifica las edificaciones en tres grupos, éstas de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un evento sísmico:

- Las “edificaciones esenciales”, son aquellas que tienen a su cargo las operaciones luego del evento sísmico, tales como hospitales, centros gubernamentales, estaciones de policía, etc.
- Las “edificaciones críticas”, son aquellas que por su contenido peligroso son considerados de alto riesgo, por ejemplo, centrales nucleares.
- Las “edificaciones básicas”, son aquellas no incluidas en los dos primeros grupos.

#### 4.5 Matriz de desempeño

Para determinar los objetivos de desempeño sismorresistente de las edificaciones se recurre a la combinación entre los niveles de desempeño deseados para la edificación y los niveles de amenaza sísmica. [SEAO, 1995].

Los objetivos se pueden representar de una manera sencilla de interpretar por medio de una tabla de doble entrada denominada “Matriz de desempeño”, donde las filas corresponden a los niveles de demanda sísmica y las columnas a los niveles de comportamiento deseado. La tabla 4.3 se encarga de mostrar la matriz propuesta por el Comité VISION 2000 con la finalidad de determinar los objetivos de desempeño.

Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Sismo frecuente (43 años)				
Sismo ocasional (72 años)				
Sismo raro (475 años)				
Sismo muy raro (970 años)				

	Edificaciones básicas
	Edificaciones esenciales
	Edificaciones de seguridad crítica

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

El comportamiento inaceptable, dependiendo del tipo de edificación, está marcado por el recuadro inmediato superior del color que se muestra en la leyenda. Los recuadros en blanco definen un comportamiento no aceptable para cualquier tipo de edificación.

# CAPÍTULO 5

## 5 EVALUACIÓN DE UN EDIFICIO APORTICADO DE 4 PISOS EN LA COSTA PERUANA

### 5.1 Edificio estudiado

El edificio objeto de nuestro estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Lima y está cimentado sobre estrato gravoso.

La estructura cuenta con cuatro niveles. La altura de entrepiso es de 3.50m y 2.70m, para el primer nivel y resto de pisos, respectivamente.

Para una vista en planta del edificio (Fig. 5.1), se tiene que en la dirección “X” hay cuatro paños de 5.5m y en la dirección perpendicular “Y” hay seis paños de 5.5m. Por tanto el área en planta de cada nivel del modelo es de 726m<sup>2</sup>.

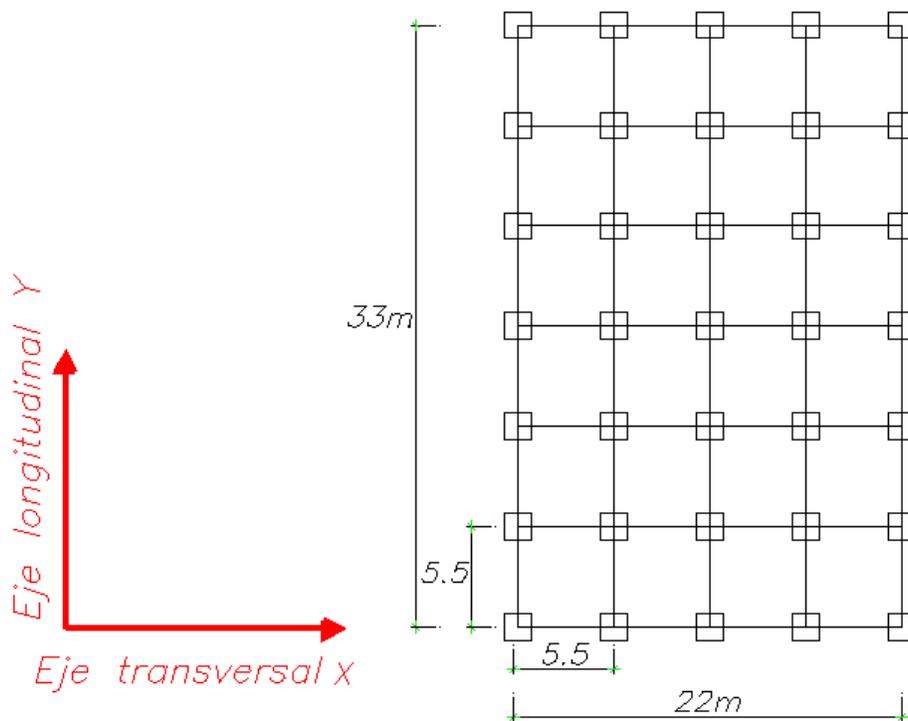


Figura 5.1 Vista en planta del edificio estudiado

De la figura anterior se aprecia que el sistema estructural está conformado por columnas y vigas de concreto armado de  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$  y acero de  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ . Cada entrepiso está compuesto por losas macizas de 15 cm de peralte, éstas a su vez se apoyan en vigas de

.25x.50m. Las vigas se consideraron con estas dimensiones, siguiendo las consideraciones de predimensionamiento básico, y se mantuvieron así para el resto de estudios similares de 3, 5, 6 y 7 pisos con la finalidad de obtener tendencias con respecto al comportamiento de los modelos. Las columnas son de sección 40x.40m, el motivo por el cual se tienen estas dimensiones es para lograr restringir la deriva a 1%, como parte del objetivo de este trabajo.

## 5.2 Análisis elástico para diseños por gravedad y sísmico: estático y dinámico

Para el análisis elástico de la estructura, en el modelo matemático se consideró elementos estructurales unidimensionales con deformaciones por flexión, cortante y axial. Además, se asignó diafragma rígido a los entrepisos, cada uno con tres grados de libertad.

Con este modelo se realizaron los análisis por cargas de gravedad y lateral. La siguiente figura muestra el modelo en tres dimensiones:

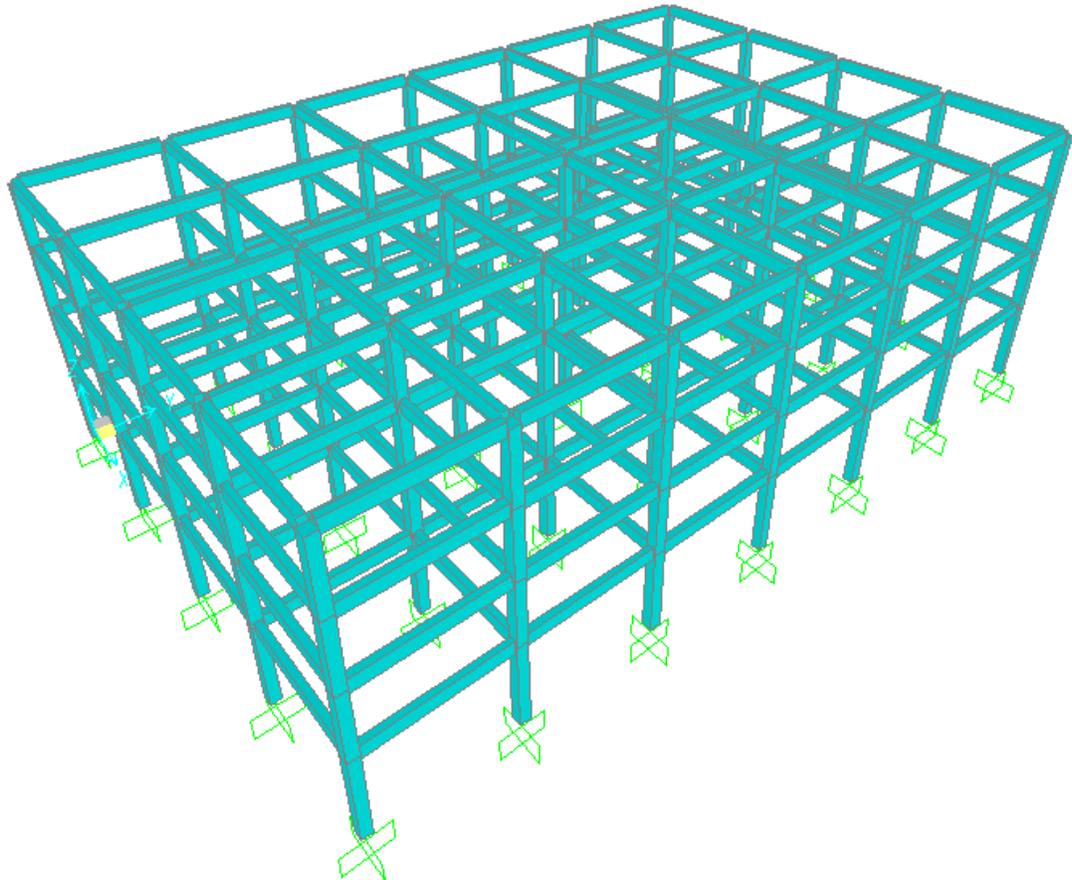


Figura 5.2 Vista en tres dimensiones del edificio estudiado.

**5.2.1 Análisis por cargas de gravedad**

Para el caso de análisis de cargas por gravedad se consideró para cargas muertas, el peso propio del elemento (cálculo que hace el programa SAP 2000 para columnas y vigas), el peso de la losa y piso terminado, y se consideró el peso de tabiquería (repartida en el área de la losa). Las cargas muertas que se consideraron se tabulan como se muestra a continuación en la Tabla 5.1:

Cargas Muertas	Piso Típico (ton/m <sup>2</sup> )	Azotea (ton/m <sup>2</sup> )
Losa maciza	0.36	0.36
Piso terminado	0.10	0.10
Tabiquería	0.10	0
Total	0.56	0.46

Tabla 5.1 Cargas de gravedad consideradas para el edificio

Luego de conocer las cargas por metro cuadrado sobre la losa, éstas se aplican a las vigas siguiendo una distribución por área tributaria (método del sobre). A continuación se muestra la Fig. 5.3-a y 5.3-b que esquematiza la distribución de cargas vivas sobre las vigas.

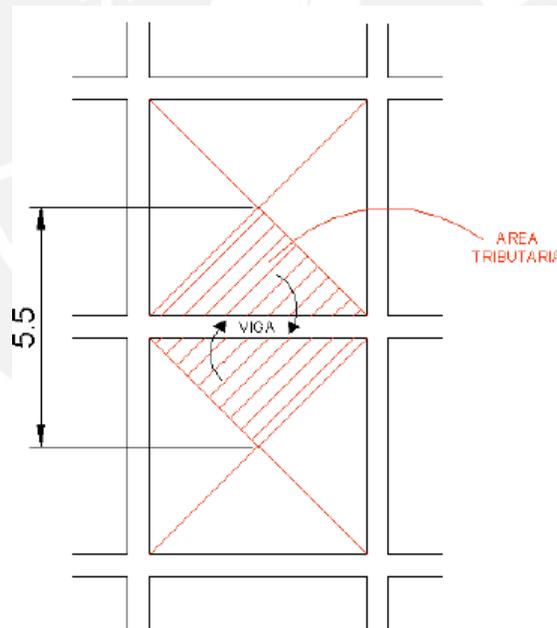


Figura 5.3-a Método del sobre

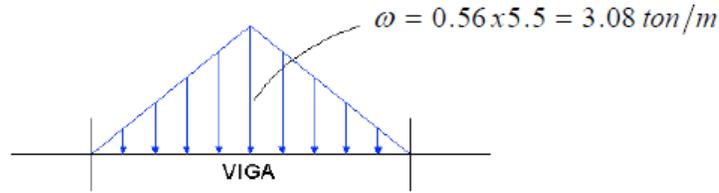


Figura 5.3b Cargas sobre las vigas

Para las cargas vivas se consideró una carga de 200kg/m<sup>2</sup> para los niveles típicos y 100kg/m<sup>2</sup> para la azotea. Las cargas vivas obedecen a un edificio destinado para vivienda convencional [SENCICO. 2003].

La carga viva sobre la losa es repartida análogamente a las cargas muertas, por medio de distribución por área tributaria sobre las vigas.

Como observación, no se realizó reducción por carga viva en los distintos niveles como lo indica la Norma Peruana, por razones de uniformizar los diseños que se realizaron para los demás edificios estudiados.

**5.2.2 Análisis para cargas laterales: análisis sísmico**

Los dos tipos de análisis sísmico que se realizaron fueron: estático y dinámico. De la primera técnica de análisis se calculó la fuerza cortante basal del edificio y así establecer el límite inferior de la cortante de diseño que se obtuvo del análisis dinámico.

▪ **Análisis estático**

La fuerza cortante basal se halló con el fin de afectar los resultados del análisis dinámico siguiendo las indicaciones de la Norma NTE-030. [SENCICO, 2003].

El cortante basal se halló con la siguiente expresión según la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente:

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

Donde:

Z = 0.4, dada la ubicación en la costa peruana

U = 1, es la importancia de la edificación común

S = 1 y Tp = 0.4, valores por los estratos del suelo

El factor de amplificación sísmica se calculó por:

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

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

	Dirección X	Dirección Y
Periodo Fundamental (T)	0.79	0.75
Coefficiente de amplificación sísmica (C)	1.28	1.33

- ✓ El peso del edificio se calculó considerando las siguientes cargas por metro cuadrado: 1ton/m<sup>2</sup> para el piso típico y 0.8ton/m<sup>2</sup> en la azotea. Por tanto el peso total de la edificación es de P = 2759ton.
- ✓ El coeficiente de reducción sísmica (R) se consideró igual a 8, considerando que la edificación clasifica como regular y está conformada por pórticos de concreto armado.

Finalmente se obtuvieron las cortantes basales en cada dirección:

- ✓ Transversal (X-X) : 152ton
- ✓ Longitudinal (Y-Y) : 162ton

▪ **Análisis dinámico**

Ya que cada nivel es considerado como un diafragma rígido, podemos asumir que se tiene tres grados de libertad por cada nivel (o tres posibles movimientos), entonces el número de grados de libertad para el edificio es 12.

El análisis se repitió hasta encontrar el menor valor que pueden tomar el peralte de las columnas tal que cumplan la deriva de 1%. Se encontró que la columna que satisfizo el requerimiento anterior es de dimensiones 0.40x0.40m. Las vigas mantienen las dimensiones adoptadas anteriormente.

○ **Propiedades inerciales**

Las propiedades inerciales de los niveles se representan por medio de masas traslacionales (desplazamientos en ambas direcciones) y una inercia rotacional respecto al eje vertical.

La inercia asociada a la traslación se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Masa} = \text{peso/g} \quad (\text{ton} \times \text{m/s}^2)$$

La inercia rotacional es un parámetro relacionado al grado de libertad dinámico de rotación, se estima de la siguiente manera:

$$I_{rot} = [Masa \times (I_x + I_y)] / Area$$

Donde:

I<sub>x</sub>: inercia de la losa de piso respecto al eje X.

I<sub>y</sub>: inercia de la losa de piso respecto al eje Y.

En el caso de áreas rectangulares, se simplifica a:

$$I_{rot} = [Masa \times Diagonal^2] / 12$$

Con las definiciones anteriores se tiene los siguientes valores, en la tabla 5.2, para el modelo usado:

	Piso típico	Azotea
Área (m <sup>2</sup> )	726	726
Inercia CM en X (m <sup>4</sup> )	29282	29282
Inercia CM en Y (m <sup>4</sup> )	65885	65885
Peso (ton)	726	581
Masa (ton.seg <sup>2</sup> /m)	74	59
Inercia Rotacional (ton.seg <sup>2</sup> .m)	9700	7760

Tabla 5.2 Valores inerciales

o **Espectro de análisis**

La Norma Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente sugiere que el espectro se calcule como:

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

El espectro se formuló mediante dos factores: una función espectral y un factor de escala, que se presentan a continuación:

*Función espectral* = CS ... (ver Fig. 5.4)

$$\text{Factor de escala} = (ZU/R) g = [0.4 \times 1 / 8] 9.81 = 0.491$$

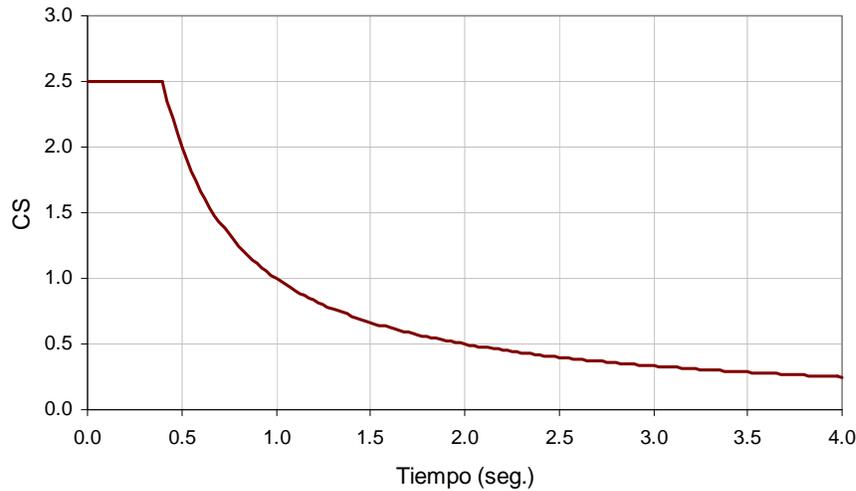


Figura 5.4 Función de respuesta espectral

○ **Resultados de desplazamientos del análisis dinámico**

Luego de establecido las dimensiones de las columnas se obtuvieron los siguientes valores, correspondientes a los desplazamientos, que se observan en la siguiente tabla 5.3:

Dirección Longitudinal				
Nivel	D Relativo	hei	D Inelástico	D/hei
	entrepiso (cm)	(m)	(cm)	(‰)
1	0.22	3.5	1.31	7.92
2	0.26	2.7	1.55	5.40
3	0.26	2.7	1.54	3.60
4	0.22	2.7	1.34	1.74

Dirección Transversal				
Nivel	D Relativo	hei	D Inelástico	D/hei
	entrepiso (cm)	(m)	(cm)	(‰)
1	0.25	3.5	1.53	9.30
2	0.30	2.7	1.82	6.48
3	0.30	2.7	1.82	4.26
4	0.27	2.7	1.59	2.10

Tabla 5.3 Resultados del análisis espectral

De la tabla anterior se aprecia que la deriva máxima del edificio es de 9.30‰ y se localiza en el primer nivel para la dirección transversal.

○ **Fuerzas internas para diseño**

**TÍTULO:** Desempeño Sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%

La tabla 5.4 muestra los valores de las fuerzas cortantes en la base para cada dirección, según los análisis estático y dinámico:

	Dirección X	Dirección Y
Cortante estático (Ton)	177	184
Cortante dinámico (Ton)	152	162
80% del Cortante estático (Ton)	141	147

Tabla 5.4 Fuerzas cortantes obtenidas del análisis

Considerando los valores anteriores, se tiene que el cortante dinámico es mayor, en ambas direcciones, que el 80% del cortante estático (valor correspondiente a estructuras regulares), por tanto es necesario escalar los resultados de las fuerzas internas para el diseño, sin embargo los factores de escala son menor a 1, para ambas direcciones, por tanto se emplea 1 como factor de amplificación para las fuerzas sísmicas.

### 5.3 Diseño

Como principio de diseño usamos el método de “diseño por resistencia”, el cual sostiene que la resistencia de una sección, elemento o estructura, debe ser igual o mayor que las solicitaciones internas combinadas por factores de amplificación [ININVI, 1990]. La siguiente desigualdad resume la definición anterior:

$$RESISTENCIA \geq \sum CARGAS INTERNAS \times FACTORES$$

Las combinaciones de cargas y los respectivos factores a los que estuvieron afectados y que se usaron en el presente trabajo 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

Las vigas se diseñaron con la curva envolvente de las combinaciones de diseño. En el diseño, se usó como redistribución máxima de momentos el 20%.

Para el diseño por fuerza cortante se siguieron las recomendaciones de la Norma. El cortante último se calculó a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales a flexión (Mn) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para la carga permanente, a continuación un esquema que describe el diseño por capacidad (Fig. 5.5):

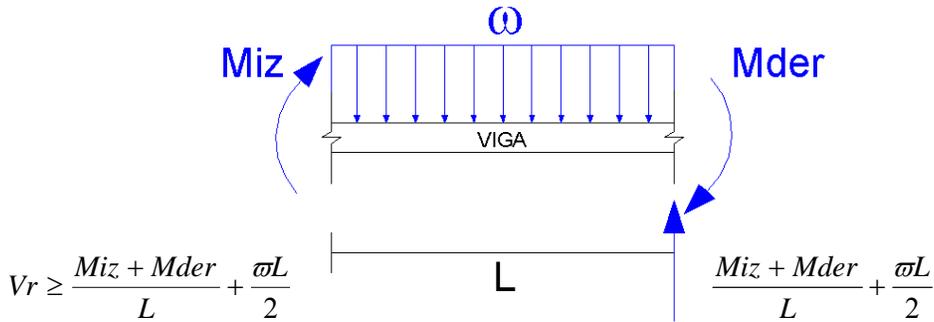


Figura 5.5 Verificación de la capacidad cortante

La recomendación anterior se cumple en vigas con sollicitación sísmica. En nuestro modelo fue lo que primó. A continuación, la distribución de estribos de diámetro 3/8”:

1@5cm, 9@10cm, resto@25cm

La siguiente Fig. 5.6 muestra la elevación del diseño final de una viga en la sección transversal.

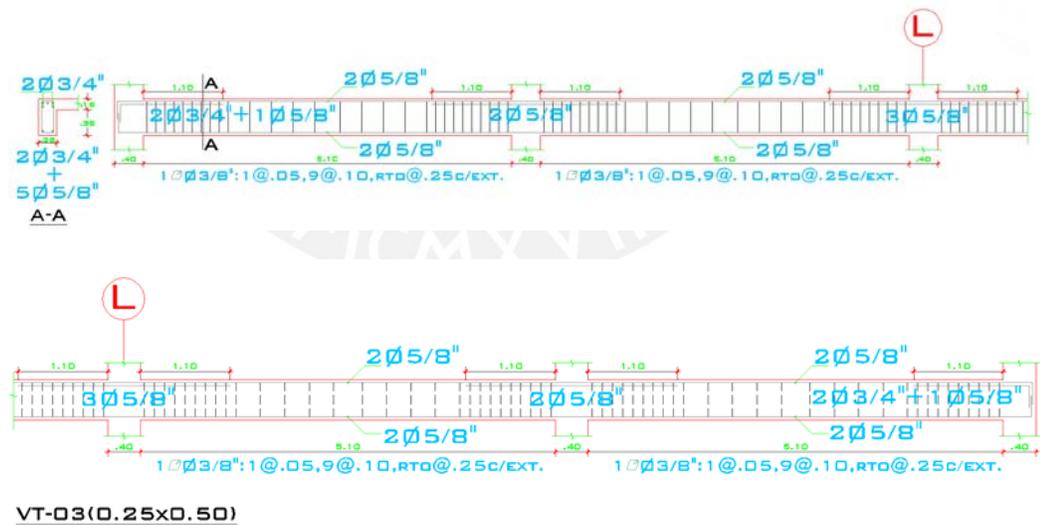


Figura 5.6 Diseño de viga transversal típica

**5.3.2 Diseño de columnas**

Este diseño empieza proponiendo un área de acero y luego se verifica que la resistencia del elemento sea mayor a la sollicitación. En el proceso, se elaboran diagramas de interacción y en ellos se incluyen los distintos casos de combinaciones de cargas.

El resultado obtenido indicaba que para cuantías muy bajas se seguía cumpliendo con las solicitaciones de carga demandadas, resultando poco lógico colocar 4 varillas de 5/8” en una columna de un edificio de 7 pisos (considerando las otras tesis grupales con modelos estructurales con más niveles que el nuestro).

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.

La siguiente Fig. 5.7 muestra el diseño de las columnas que satisfacen las solicitaciones últimas en todas las ubicaciones tanto en planta como en elevación. Cabe señalar que para el cuadro de columnas mostrada, todas tienen el mismo diseño, sin embargo, se decidió identificarlas de distinta manera ya que no es el mismo caso para los otros edificios estudiados, los cuales fueron etiquetados desde antes del diseño de los mismos.

CUADRO DE COLUMNAS			
	C-01 (ESQUINERA)	C-02 (LATERAL)	C-03 (INTERIOR)
1º, 2º Y 3º PISO	<p>4ϕ3/4" + 4ϕ5/8" 2ϕ3/8", 1@0.05, 8@0.125, RT@0.20G/EXT.</p>	<p>4ϕ3/4" + 4ϕ5/8" 2ϕ3/8", 1@0.05, 8@0.125, RT@0.20G/EXT.</p>	<p>4ϕ3/4" + 4ϕ5/8" 2ϕ3/8", 1@0.05, 8@0.125, RT@0.20G/EXT.</p>
4º PISO	<p>4ϕ5/8" 2ϕ3/8", 1@0.05, 8@0.125, RT@0.20G/EXT.</p>	<p>4ϕ5/8" 2ϕ3/8", 1@0.05, 8@0.125, RT@0.20G/EXT.</p>	<p>4ϕ5/8" 2ϕ3/8", 1@0.05, 8@0.125, RT@0.20G/EXT.</p>

Figura 5.7 Cuadro de columnas

Como ejemplo se presenta un diagrama de interacción biaxial (ver Fig. 5.8) para columna interna de tercer piso (C-03). Este diagrama corresponde para un valor de carga axial última de 57ton, tomada de la combinación 1.25 (D+L) + S, así como para el juego de momentos.

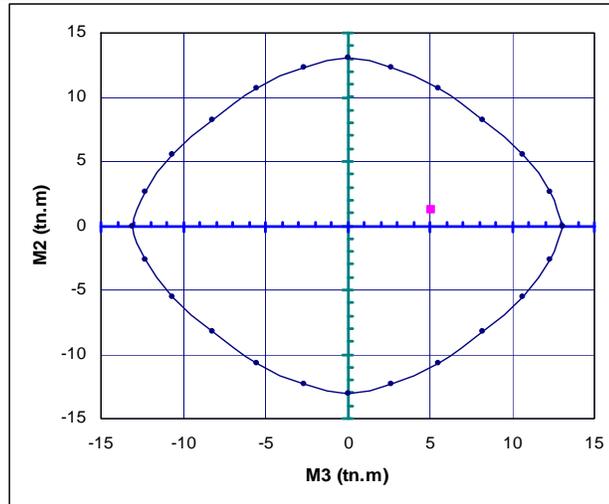


Figura 5.8 Diagrama de interacción biaxial y verificación C-03

Notamos en la anterior que el diseño planteado satisface las sollicitaciones externas muy holgadamente. Desde otro punto de vista, es una forma de sobrerresistencia, la cual la veremos con mayor detalle más adelante.

Luego de definir las armaduras se procedió a calcular las capacidades por flexión de las vigas y columnas. En el caso de éstos últimos elementos su capacidad se calculó para el mínimo valor de momento correspondiente a los distintos valores de Pu. La siguiente tabla 5.5 muestra las capacidades a flexión para vigas y columnas en dos nudos centrales y dos nudos de esquina para el primer y tercer piso:

NUDO CENTRAL					
Nivel	Vigas		Columnas		$\frac{\sum fMn_{COL}}{\sum fMn_{VIGA}}$
	fMn <sup>+</sup>	fMn <sup>-</sup>	fPn	fMn	
1er piso	5.91	13.71	127.00	14.00	1.42
2do piso	6.37	13.71	51.00	14.00	
3er piso	5.91	13.71	35.00	14.00	1.40
4to piso	5.20	7.20	16.00	13.50	

NUDO ESQUINERO				
Nivel	Vigas	Columnas		$\frac{\sum fMn_{COL}}{\sum fMn_{VIGA}}$
	fMn <sup>-</sup>	fPn	fMn	
1er piso	13.71	30.00	13.00	1.90
2do piso	13.71	25.00	13.00	
3er piso	13.71	13.00	13.00	1.75
4to piso	5.20	11.00	11.00	

Tabla 5.5 Verificación de las capacidades a flexión en nudos

Del cuadro anterior se aprecia que, para un nudo, la resistencia a flexión de las columnas es ligeramente mayor a la resistencia de las vigas. Requisito mínimo de la Norma Peruana ( $\sum fMnCOL / \sum fMnVIGA > 1.4$ ).

Las tablas 5.6 y 5.7 muestran las sobrerresistencias de vigas y columnas para los siguientes casos: momento de fluencia y la demanda del código ( $M_y/M_u$ ), el momento máximo y el momento de fluencia ( $M_{m\acute{a}x}/M_y$ ) y el cociente entre el momento máximo y la demanda del código ( $M_{m\acute{a}x}/M_u$ ). En las vigas se usaron como momentos de demanda del código los momentos negativos, teniendo en cuenta que eran de mayor valor numérico, y para las columnas el promedio de momentos negativos y positivos.

Nivel	Viga	$M_y$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (ton-m)	$M_y/M_u$	$M_{m\acute{a}x}/M_y$	$M_{m\acute{a}x}/M_u$
Piso típico	VTTP	14.40	13.80	31.70	1.05	2.20	2.30
	VLTP	12.40	12.35	18.65	1.00	1.51	1.51
	VTTI	14.90	14.10	22.00	1.05	1.48	1.56
	VLTI	17.20	15.20	22.00	1.14	1.41	1.61
Azotea	VTAP	5.50	4.90	9.25	1.12	1.68	1.88
	VLAP	5.50	4.60	9.25	1.20	1.68	2.00
	VTAI	7.60	6.80	12.10	1.11	1.60	1.77
	VLAI	7.60	6.70	12.10	1.13	1.60	1.81

Tabla 5.6 Sobrerresistencias de vigas para momentos negativos

Nivel	Columna	$M_y$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	$M_{m\acute{a}x}$ (ton-m)	$M_y/M_u$	$M_{m\acute{a}x}/M_y$	$M_{m\acute{a}x}/M_u$
Primer Piso	Esquinera	12.30	11.60	20.90	1.06	1.70	1.80
	Interior	20.00	9.90	28.00	2.00	1.40	2.80
	Lateral	17.20	12.20	23.80	1.40	1.40	1.90
Tercer Piso	Esquinera	12.30	5.30	19.80	2.30	1.50	3.50
	Interior	16.00	4.10	27.50	3.90	1.70	6.65
	Lateral	13.60	5.20	26.80	2.60	2.00	5.10
Cuarto Piso	Esquinera	9.20	4.00	15.20	2.30	1.70	3.90
	Interior	10.80	2.00	16.70	5.50	1.55	8.50
	Lateral	9.80	2.60	29.80	3.80	3.00	11.60

Tabla 5.7 Sobrerresistencias de columnas

### 5.4 Modelo inelástico

#### 5.4.1 Modelos de comportamiento para materiales

La elaboración de los diagramas esfuerzo-deformación tiene como base el modelo de Mander, como se describió en el acápite 2.2.1, el cual considera concreto confinado. Es evidente que no toda la sección de las vigas y las columnas, a lo largo del elemento, queda confinada por los estribos, por tal razón, en este trabajo se emplea una deformación máxima del concreto de 1% ( $\epsilon_{c\text{máx}} = 1\%$ ).

A continuación se presenta la Fig. 5.9, en ella se grafican los diagramas esfuerzo-deformación obtenidos para vigas (Fig. 5.9a) y columnas (Fig. 5.9b) del edificio estudiado. Notamos en ambas gráficas el valor asumido para la deformación máxima resaltada en un círculo, cuyo valor es menor al obtenido por el modelo de Mander.

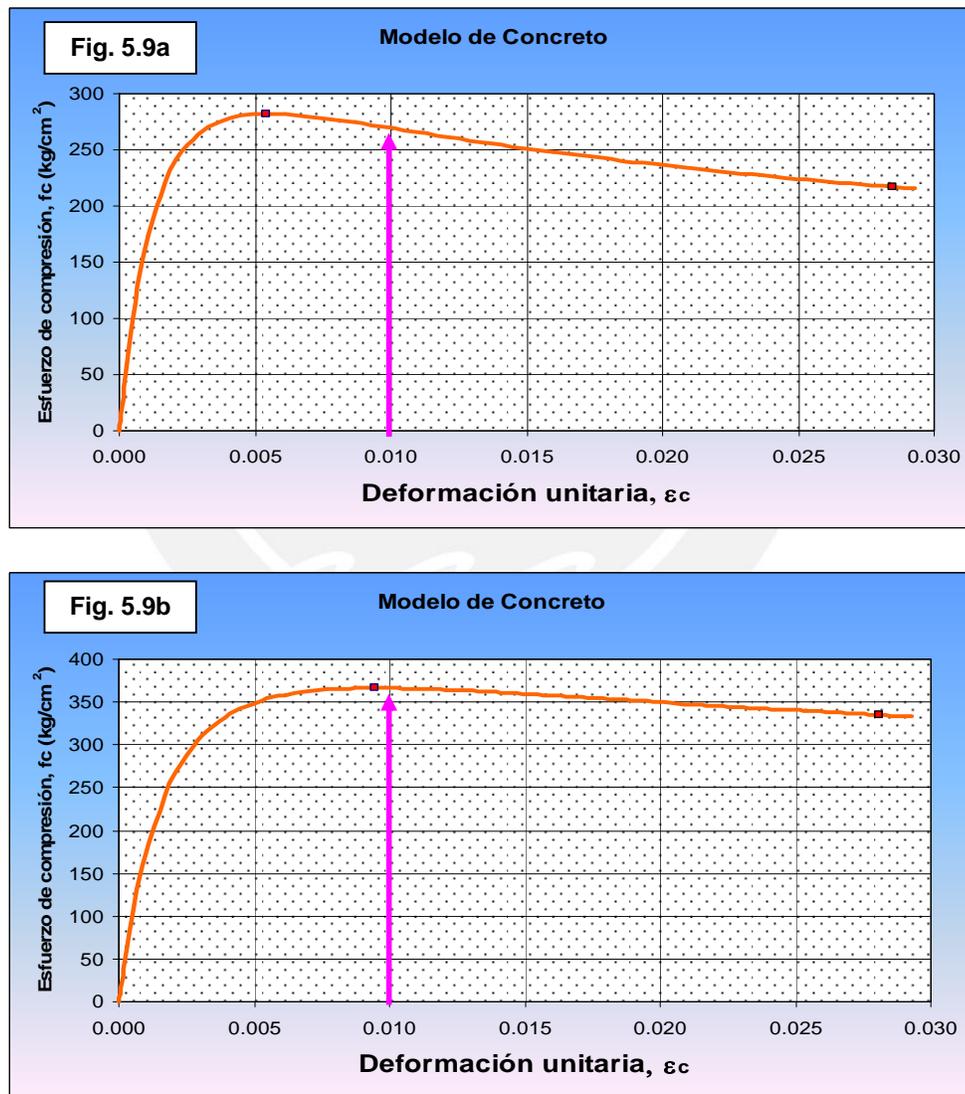


Figura 5.9 Diagramas Esfuerzo-Deformación para el concreto confinado

Como se mencionó en acápite anteriores, el modelo de acero empleado en este trabajo es el trilineal. La siguiente Fig. 5.10 muestra el diagrama y sus puntos notables.

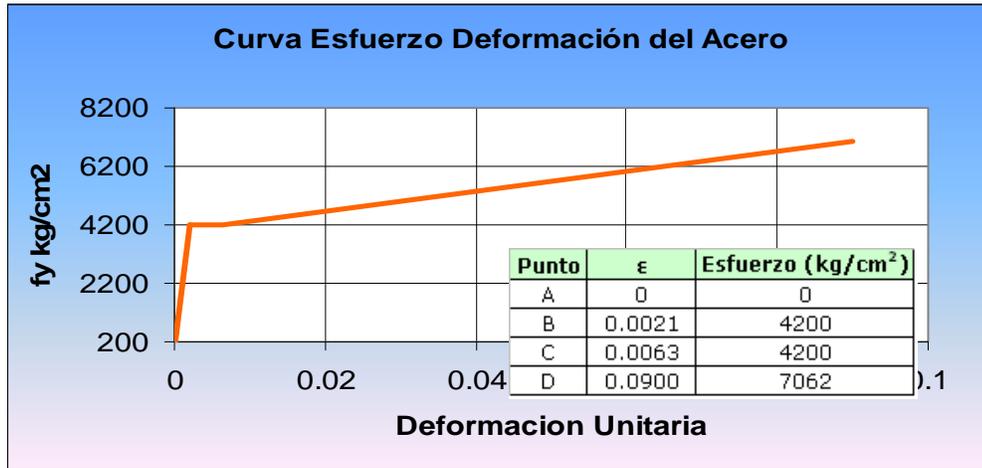


Figura 5.10 Diagrama esfuerzo deformación del acero

#### 5.4.2 Diagramas momento-curvatura y momento-giro

En la elaboración de los diagramas momento-curvatura de las secciones correspondientes a vigas y columnas se emplearon los modelos mencionados en el ítem 5.4.1 con valores puntuales reflejados en la siguiente tabla 5.8.

#	Parámetro		Unid.	Viga	Columna
1	Esfuerzo máximo del concreto	f'c	kg/cm <sup>2</sup>	282	366
2	Deformación donde se produce f'c	εo	cm/cm	0.0053	0.0090
3	Esfuerzo asociado al agotamiento del concreto	fu	kg/cm <sup>2</sup>	216	333
4	Deformación de agotamiento del concreto	εcu	cm/cm	0.0293	0.0293
5	Deformación máxima del concreto	εcmáx	cm/cm	0.01	0.01
6	Esfuerzo de fluencia en el acero	fy	kg/cm <sup>2</sup>	4200	4200
7	Esfuerzo máximo del acero	fu	kg/cm <sup>2</sup>	7062	7062
8	Deformación asociada al esfuerzo máximo del acero	εsu	cm/cm	0.09	0.09
9	Modulo elasticidad del acero	Es	kg/cm <sup>2</sup>	2000000	2000000
10	Deformación donde inicia endurecimiento del acero	εsh	cm/cm	0.0063	0.0063

Tabla 5.8 Parámetros de los diagramas Esfuerzo – Deformación

Es importante reiterar, para el caso del parámetro 5 de la tabla anterior, que nuestros cálculos se basaron en el valor de 0.01 para la deformación máxima del concreto en secciones de vigas y columnas.

Se obtuvieron los diagramas momento-curvatura para las secciones en los extremos de los elementos tipo viga, tanto para el caso de momento positivo como negativo. La Fig. 5.11

muestra el diagrama para una viga típica interior orientado en el eje Y, para una deformación máxima del concreto:  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$ .

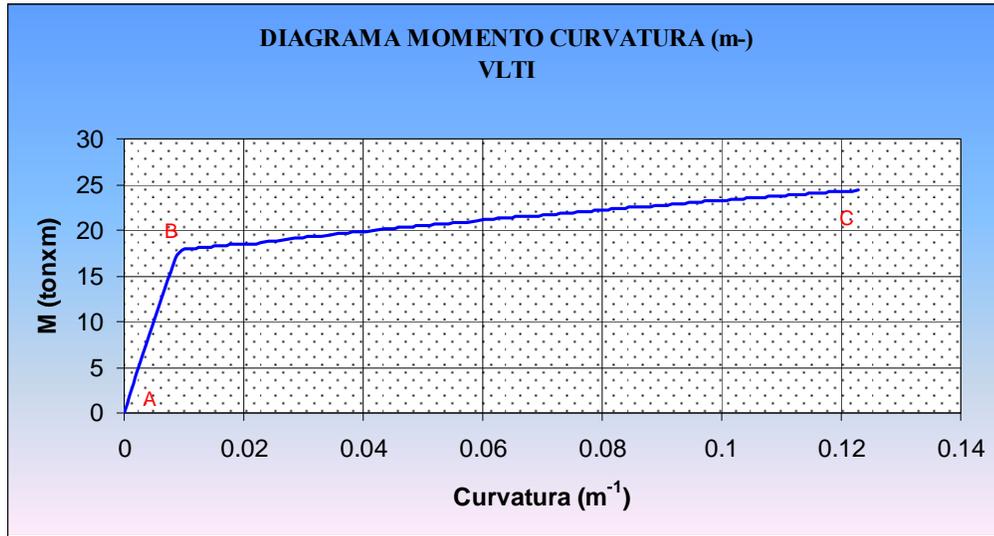


Figura 5.11 Diagramas Momento – Curvatura de viga interior

A diferencia del diagrama momento-curvatura de vigas, para las columnas se considera la suma de las cargas muerta y viva, cargas en servicio. La tabla 5.9 muestra los valores de las cargas axiales de las columnas en estudio. Las cargas axiales obtenidas son similares tanto por cálculo manual (área tributaria) como por los valores entregados por el programa SAP2000.

PISO	Cargas en Columnas (Ton)		
	Esquinera	Lateral	Interior
1	32	56	101
2	23	40	73
3	14	25	45
4	6	10	18

Tabla 5.9 Cargas axiales para las columnas

La disposición simétrica de las armaduras en las columnas resume el cálculo del diagrama esfuerzo-deformación en un solo sentido. La Fig. 5.12 muestra el diagrama momento-curvatura para la columna esquinera del primer piso correspondiente a una deformación máxima del concreto:  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$ .

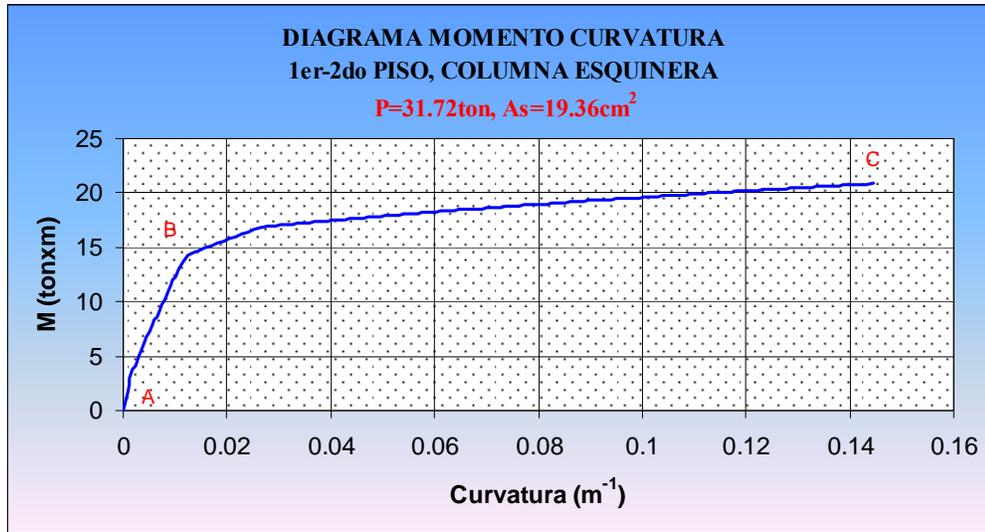


Figura 5.12 Diagrama Momento – Curvatura de columna esquinera

Al multiplicar los diagramas momento-curvatura por la longitud equivalente de rótula igual a 0.5 el peralte del elemento [Paulay y Priestley, 1992], se obtienen los diagramas momento-giro. En el caso de las vigas la longitud efectiva para vigas es de  $0.50 \times 0.50 = 0.25\text{m}$  y para las columnas  $0.40 \times 0.50 = 0.20\text{m}$

Finalmente los diagramas momento-giro obtenidos de la forma anteriormente descritos, se deben aproximar por tramos rectos y además incluir un comportamiento post resistencia máxima con el fin de utilizar los programas de cómputo como el SAP2000. Después de la resistencia máxima se trazó una recta vertical descendente hasta el 40% del momento máximo (punto D) seguido de un tramo recto horizontal de 10% de valor adicional del desplazamiento asociado al momento máximo (punto E). La Fig 5.13 muestra la idealización del diagrama momento-giro.

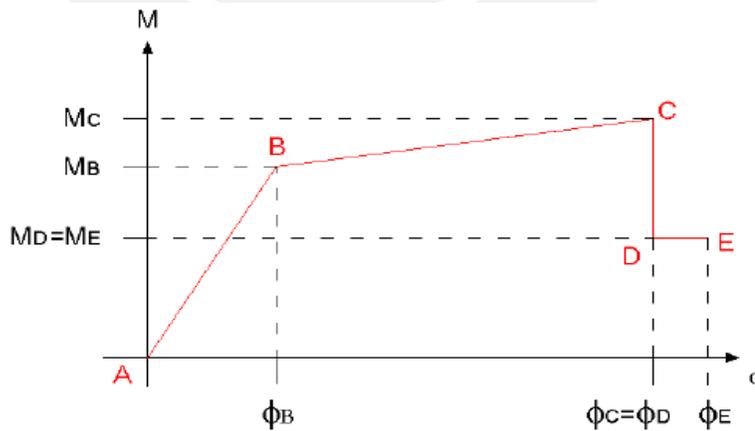


Figura 5.13 Diagrama Momento – Curvatura de columna esquinera

Una rótula se puede definir matemáticamente indicando las coordenadas del punto B, que representa el giro y el momento al instante de la fluencia ( $\Phi_y, M_y$ ), y expresando los demás

puntos mediante factores de sobrerresistencia y ductilidad respecto al punto B. En a tabla 5.10 se muestra la descripción de una rótula de una viga típica, teniendo en cuenta una deformación máxima para el concreto:  $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ .

Punto	Momento (ton*m)	Giro (radianes)
FE (+)	8.66	0.00177
FE (-)	17.25	0.00224

Punto	Momento/FE	Giro/FE
-E	-0.57	-15.09
-D	-0.57	-13.71
-C	-1.42	-13.71
-B	-1.00	-1.00
A	0.00	0.00
B	1.00	1.00
C	1.75	23.10
D	0.70	23.10
E	0.70	25.40

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

La curva que se muestra en la Fig. 5.14 representa el diagrama momento-giro simplificado para los extremos de una viga interior en la dirección Y de un piso típico. Como se apreciará, el diagrama es simétrico.

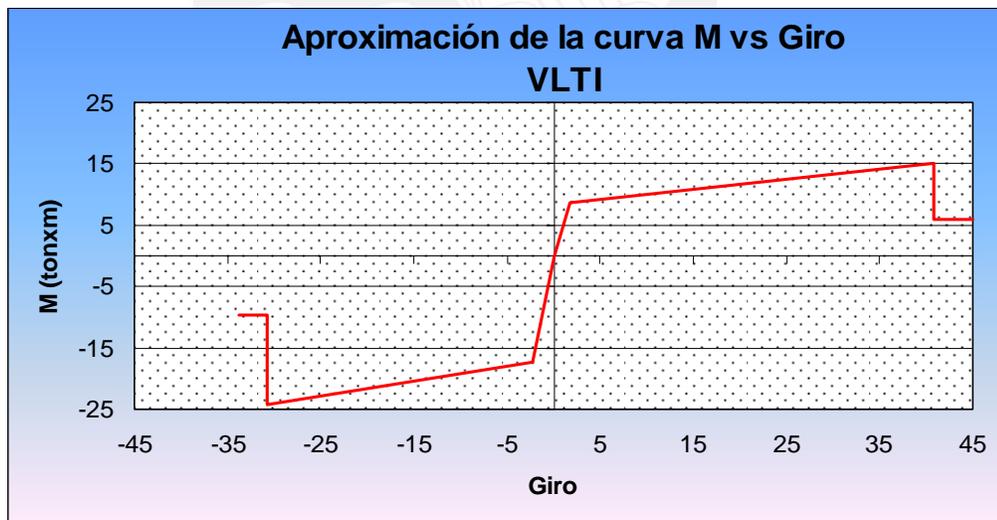


Figura 5.14 Diagrama Momento – Giro de viga interior

La Fig. 5.15 corresponde al cálculo de momento positivo de una columna esquinera de primer piso para una deformación máxima de concreto:  $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ .

Como se señaló anteriormente, la configuración de las armaduras de refuerzo y las mismas dimensiones en ambas direcciones hace posible un mismo diagrama tanto para momento positivo como negativo.

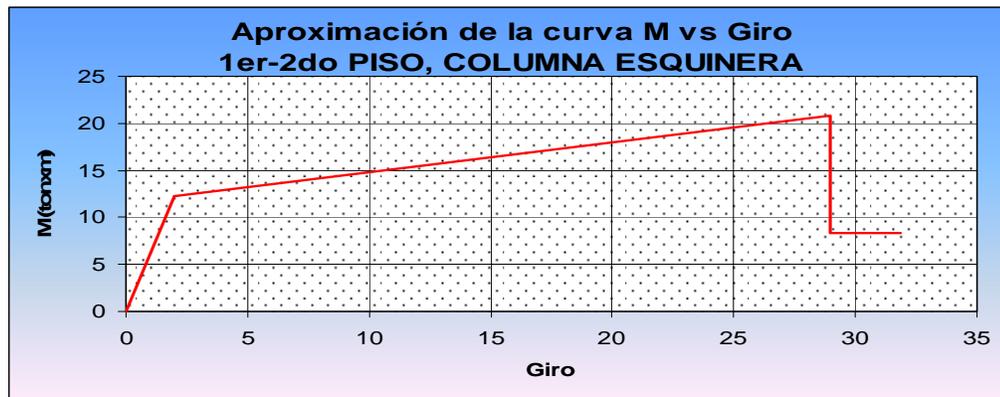


Figura 5.15 Diagrama Momento – Giro de columna esquinera

La tabla 5.11 muestra las sobrerresistencias y ductilidades calculadas respecto a la fluencia efectiva de vigas y columnas en las diferentes rótulas asignadas al modelo de la estructura.

Los valores fueron calculados a partir de la siguiente consideración:  $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ .

Nivel	Rótula	$\epsilon_{cmáx} = 1\%$				
		POSITIVO		NEGATIVO		
		SR=Mmáx/My	$\mu = \phi máx / \phi y$	SR=Mmáx/My	$\mu = \phi máx / \phi y$	
VIGAS	AZOTEA	VTAP	1.7	29	1.7	29
		VLAP	1.7	29	1.7	29
		VTAI	1.7	29	1.6	26
	PISO TÍPICO	VTTP	1.6	27	2.2	19
		VLTP	1.6	23	1.5	18
		VTTI	1.6	23	1.5	17
		VLTI	1.7	23	1.5	17
COLUMNAS	1er - 2do nivel	Col Esquinera	1.7	12	1.7	12
		Col Interior	1.4	5	1.4	5
		Col Lateral	1.4	10	1.4	10
	3er nivel	Col Esquinera	1.5	14	1.5	14
		Col Interior	1.7	11	1.7	11
		Col Lateral	2.0	13	2.0	13
	4to nivel	Col Esquinera	1.7	17	1.7	17
		Col Interior	1.6	15	1.6	15
		Col Lateral	3.0	16	3.0	16

Tabla 5.11 Sobrerresistencias y ductilidades de los elementos de la estructura

**5.4.3 Modelo del conjunto**

Para el modelo estructural se emplearon rótulas en los extremos de todas las vigas y columnas. La siguiente Fig 5.16 muestra el modelo desarrollado en el programa SAP2000.

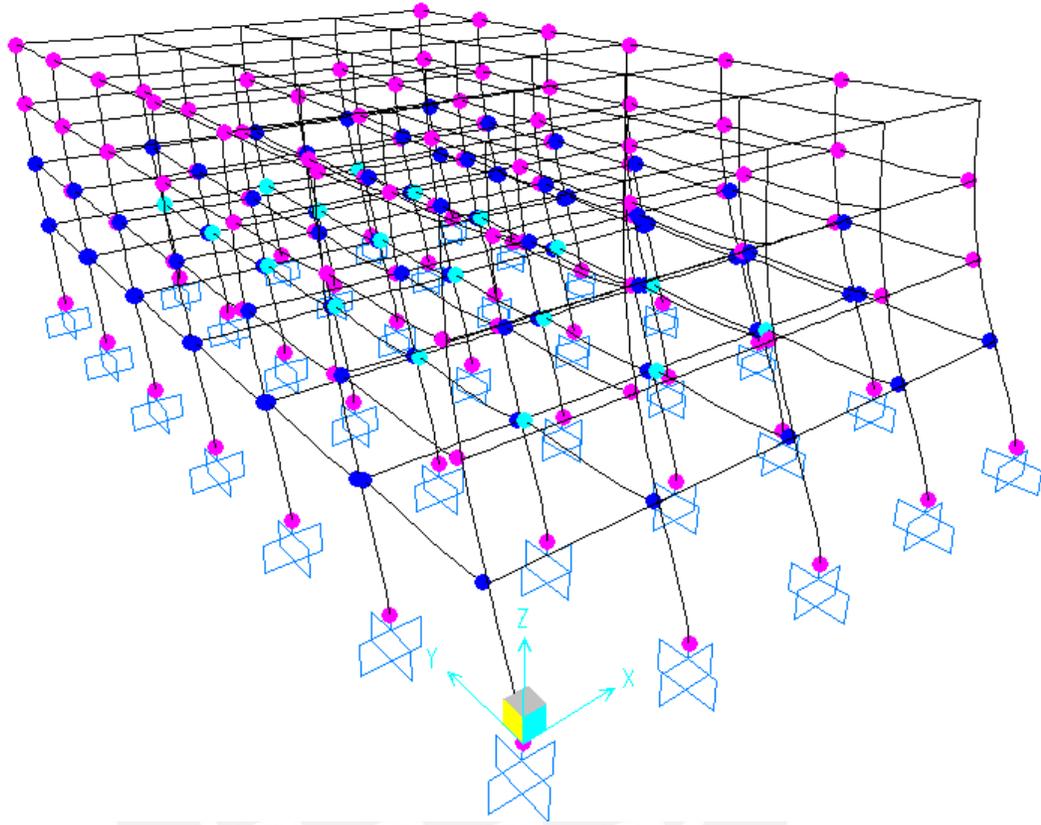


Figura 5.16 Modelo del edificio en SAP2000

La tabla 5.12 muestra algunos datos generales para el modelo estudiado.

	Número de elementos	Número de rótulas
<b>Columnas</b>	140	280
<b>Vigas</b>	232	464
<b>Total</b>	<b>372</b>	<b>744</b>

Tabla 5.12 Número de elementos y rótulas para el modelo estructural

**5.4.4 Resultados del análisis de desplazamiento incremental**

El patrón de desplazamientos dependió del modo fundamental de vibración del modelo. Estos fueron: el modo 1 para la dirección transversal X-X y el modo 2 para la dirección longitudinal Y-Y.

Como punto de control y registro de salida de datos se usó el centro de gravedad de la azotea. El análisis de desplazamientos incrementales se detuvo cuando se alcanzó la ruptura de la primera rótula.

- **Curva de capacidad y puntos de interés**

La siguiente Fig. 5.16 muestra la curva de capacidad para el análisis del modelo en la dirección transversal (X-X), considerando que la deformación máxima del concreto es de 1%.

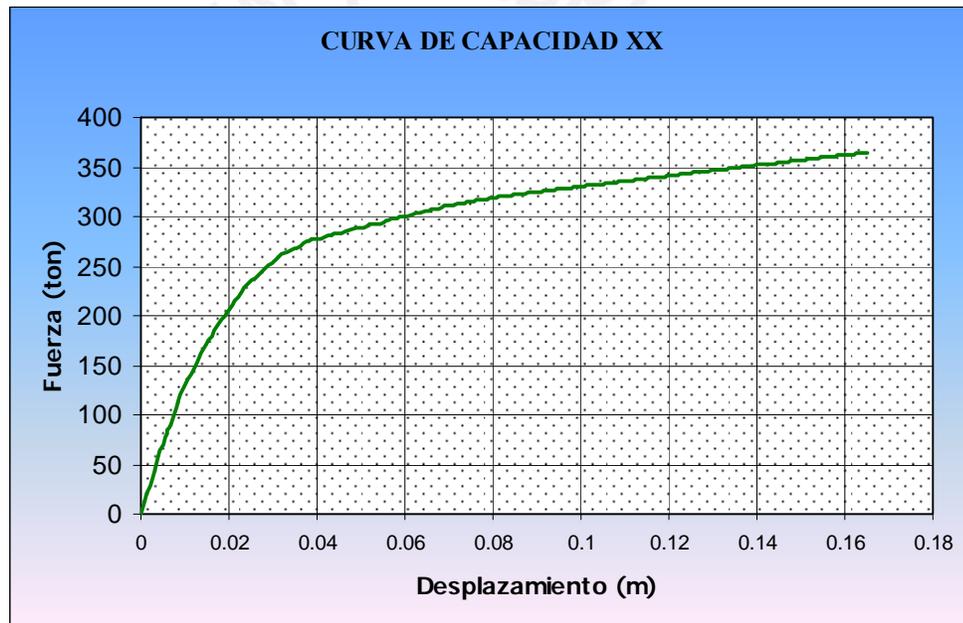


Figura 5.16 Curva de Capacidad para la dirección transversal XX

La tabla 5.13 presenta los puntos de interés obtenidos a partir de la Curva de Capacidad considerando una deformación máxima del concreto de 1% para ambas direcciones.

Dirección	Puntos de interés	V (Ton)	Δ (cm.)
X-X	Diseño	144.0	1.10
	1ra rotula	87.00	0.60
	Fluencia efectiva	265	1.90
	Colapso	365	16.50
Y-Y	Diseño	147.0	1.10
	1ra rotula	91.0	0.60
	Fluencia efectiva	275	1.90
	Colapso	378	15.90

Tabla 5.13 Fuerzas cortantes y desplazamientos del análisis incremental

• **Sobrerresistencia y ductilidad**

En base a los puntos de interés anteriormente hallado, se calcularon los cocientes de sobrerresistencia que se muestran en la tabla 5.14.

		$\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$	
		XX	YY
Respecto a V de diseño	$SR_{1ROT/D}$	0.6	0.6
	$SR_{FE/D}$	1.8	1.8
	$SR_{COL/D}$	2.5	2.6
Respecto a V de la 1ra rótula	$SR_{FE/1ROT}$	3.1	3.0
	$SR_{COL/1ROT}$	4.2	4.2

Tabla 5.14 Índices de sobrerresistencia

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

Propiedad	$\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$	
	XX	YY
$\mu_{COL/1ROT}$	27.0	26.0
$\mu_{COL/FE}$	8.7	8.5

Tabla 5.15 Ductilidades

La siguiente tabla 5.16 indica los valores estimados para desplazamiento y fuerza asociadas a las derivas de 5<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, 7<sup>0</sup>/<sub>00</sub> y 10<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, para ambas direcciones y para una deformación máxima en el concreto de 1%.

		$\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$	
Dirección	Deriva <sup>0</sup> / <sub>00</sub>	D (cm)	V (ton)
XX	5	5.80	297
	7	8.12	319
	10	11.60	339
YY	5	5.80	311
	7	8.12	334
	10	11.60	354

Tabla 5.16 Fuerzas cortantes y desplazamiento para las derivas

La figura 5.17 muestra la curva de capacidad para la dirección longitudinal Y-Y, para un modelo de deformación máxima del concreto de 1%, y en él haciendo énfasis en los puntos de interés asociados a las derivas totales de 5<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, 7<sup>0</sup>/<sub>00</sub> y 10<sup>0</sup>/<sub>00</sub>. La sectorización en color obedece a los niveles de desempeño señalados en el acápite 4.3.

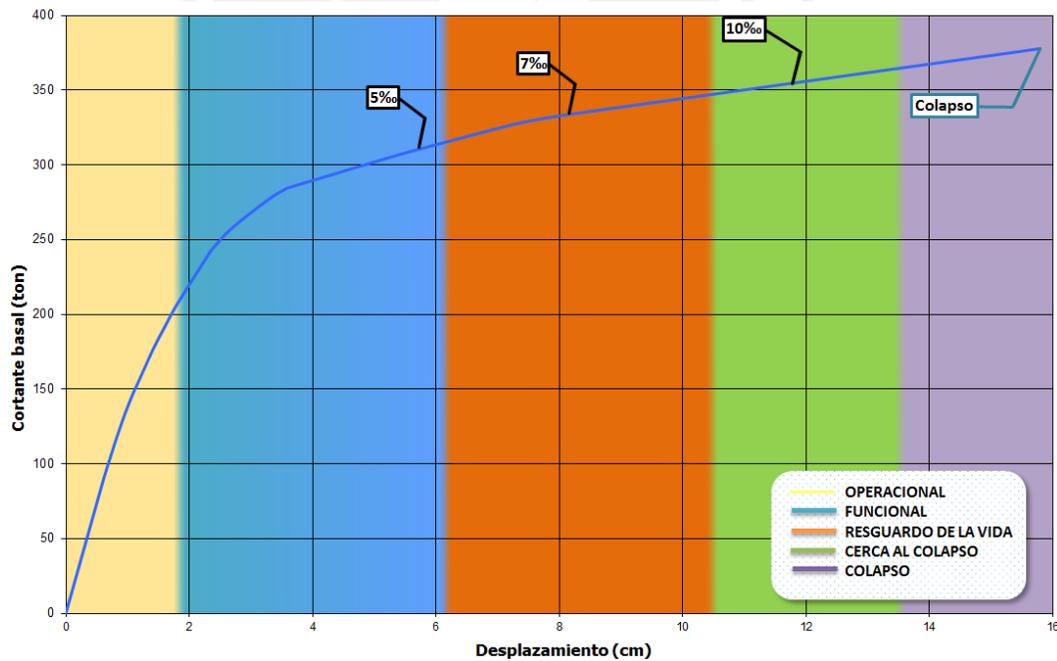


Figura 5.17 Derivas para la dirección longitudinal Y-Y

Es importante resaltar que las derivas 5<sup>0</sup>/<sub>00</sub> - 7<sup>0</sup>/<sub>00</sub> mostradas en la figura anterior, no son “valores comparables” con el calculado para 10<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, ya que para las derivas indicadas se tendrían distintas curvas de capacidad, sin embargo, se decidió indicarlas en este gráfico y posteriores para tener una idea aproximada de los valores de estos indicadores.

### 5.5 Representación del peligro sísmico

Para evaluar el desempeño del edificio en estudio, se emplean espectros de demanda, considerando cada nivel de sismicidad, con el fin de representar el peligro sísmico. La elaboración de los espectros de demanda implica identificar primero la aceleración máxima que corresponde a cada nivel de peligro. En base a estudios de peligro esta aceleración en roca sería la mostrada en la tabla 5.17. [Alva y Castillo, 1994].

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 5.17 Sismos de diseño y su aceleración asociada

La propuesta del International Building Code IBC (ver Fig. 5.18) [ICC, 2000] para los espectros de aceleración, en zonas de actividad sísmica por subducción, fueron los que se usaron como modelo en este estudio para poder construir los espectros de demanda.

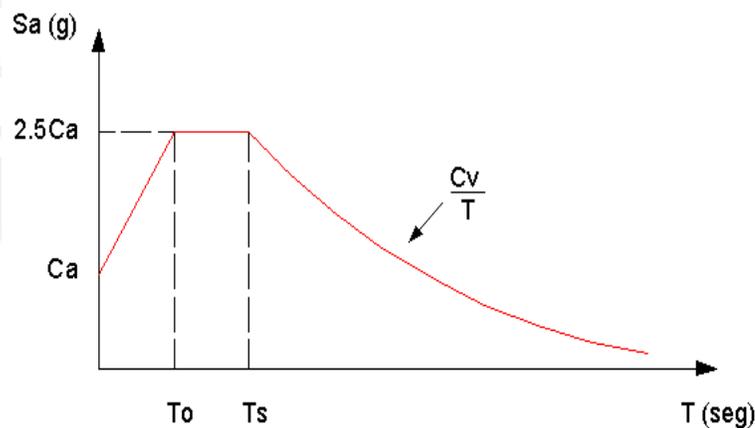


Figura 5.18 Espectro del IBC

Del espectro esquemático del IBC [ICC, 2000], los términos independientes son Ca y Cv y los periodos singulares (To y Ts), los cuales satisfacen las siguientes relaciones:

$$Ts = \frac{Cv}{2.5Ca}$$

$$To = 0.2Ts$$

La Norma Peruana [SENCICO, 2003] refiere un espectro correspondiente a un evento de 475 años de período de retorno y que, específicamente para la costa peruana y considerando un

estrato de suelo duro, tiene una aceleración máxima de 0.4g. El factor de amplificación de aceleraciones de la Norma Peruana [SENCICO, 2003] es 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 segundos. La Fig. 5.19 muestra el espectro elástico de la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente.

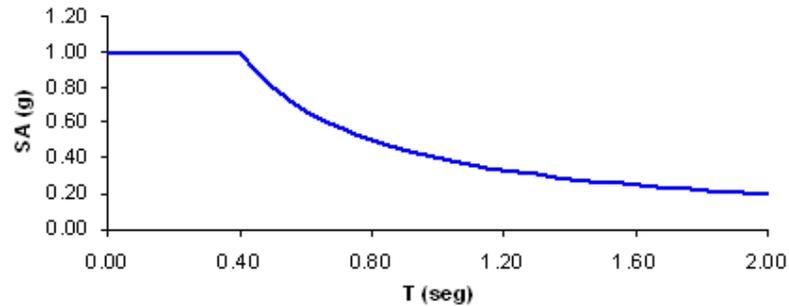


Figura 5.19 Espectro elástico de la Norma Peruana

Para representar el espectro de la Norma Peruana en base a lo planteado por el IBC, se deben determinar los valores  $C_a$  y  $C_v$  empleando relaciones directas de equivalencia. Con lo anterior se determinó que  $C_a = 0.4$  y  $C_v = 0.4$ . La siguiente figura 5.20 muestra el espectro obtenido empleando el esquema IBC [IBC, 2000].

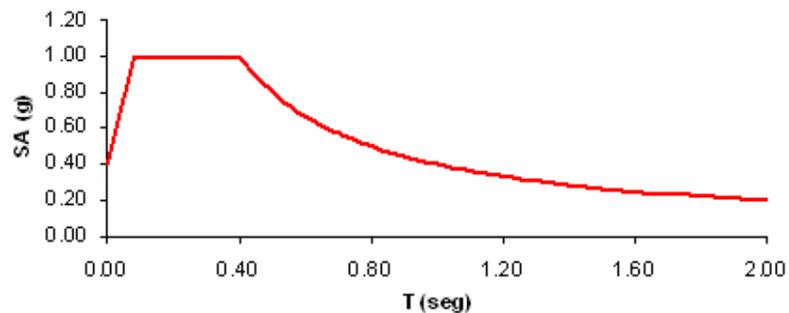


Figura 5.20 Espectro del IBC para sismo raro

Si observamos las dos últimas figuras de ambos espectros se aprecia que la única diferencia está en la zona de periodos muy cortos en la cual el espectro de la Norma Peruana E.030 no refleja la tendencia hacia la aceleración máxima del suelo.

La tabla 5.18 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)	Cv	Ca
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 5.18 Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta del UBC

Por tanto se obtienen los espectros de aceleración para los 3 niveles de sismicidad como muestra la Fig. 5.21 y de la misma forma los espectros de demanda que se muestran en la Fig.5.22.

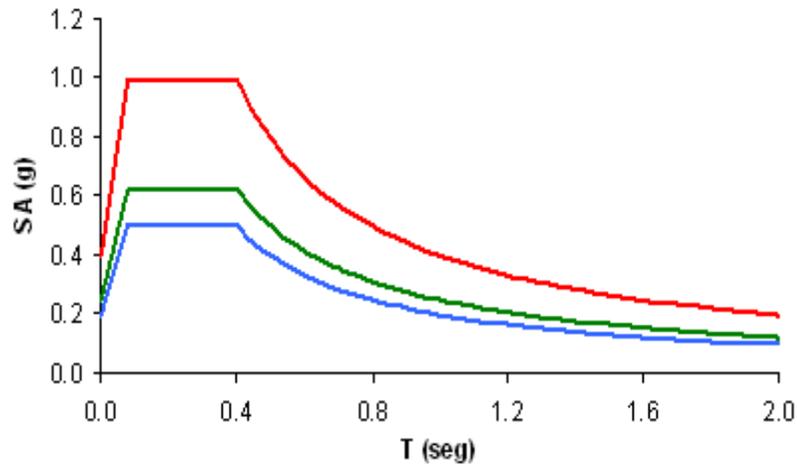


Figura 5.21 Espectros de aceleración para 3 niveles de sismicidad

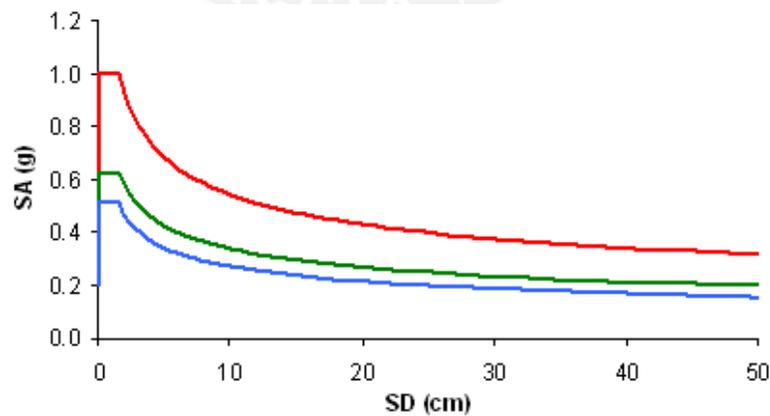


Figura 5.22 Espectros de demanda para 3 niveles de sismicidad

### 5.6 Respuesta del edificio ante los tres niveles de demanda

La respuesta del edificio bajo el criterio de los tres niveles de demanda sísmica, para ambas direcciones de análisis, se tabulan a continuación., y considerando una deformación máxima del concreto de 1%. A continuación la Tabla 5.19 con los valores de desplazamientos y fuerzas cortantes para los sismos de demanda.

		$\epsilon_{cmáx} = 1\%$	
Dirección	Sismo	D (cm)	V (ton)
XX	SF	3.60	271
	SO	5.10	291
	SR	11.50	338
YY	SF	3.50	282
	SO	5.10	303
	SR	11.20	351

Tabla 5.19 Puntos de demanda

En la figura 5.23 se muestra la curva de capacidad sectorizada indicando sobre él, los puntos de interés relacionados a la recomendación del SEAOC [SEAOC, 1999] y correspondiente a una deformación máxima del concreto de 1%. La curva corresponde a la dirección de análisis longitudinal.

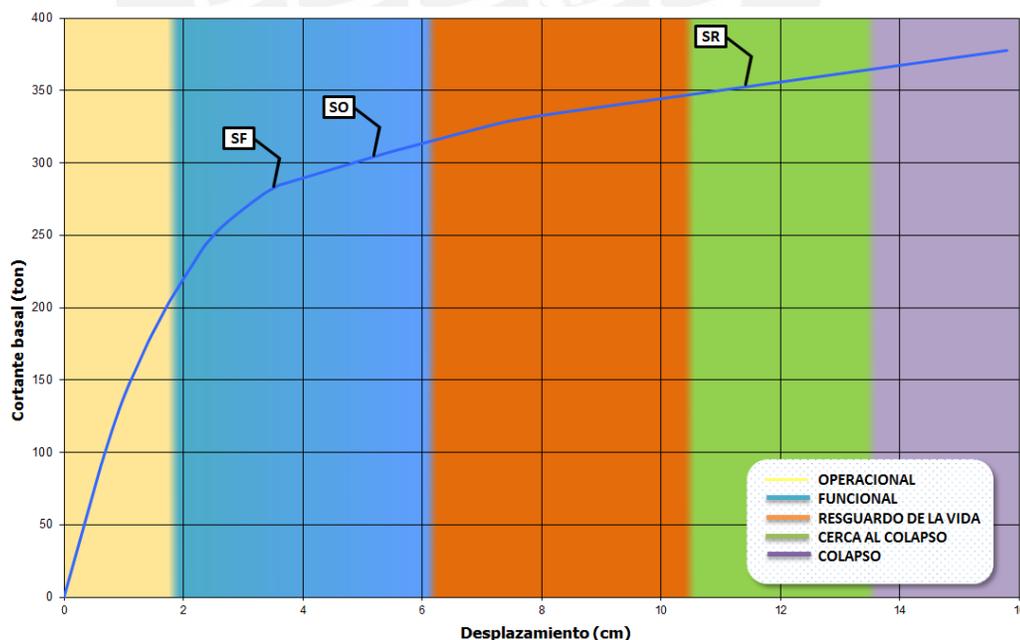


Figura 5.23 Curva de capacidad y puntos de demanda sísmica en Y-Y

La tablas 5.20-a y 5.20-b presentan las demandas de ductilidad de los sismos de diseño para la estructura y los elementos más esforzados, correspondientes al 1% de deformación máxima del concreto. Se consideran como elementos más esforzados aquellos que primero llegan o están más cerca del colapso en el análisis incremental.

Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la Fluencia Efectiva					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		5/1000	7/1000	10/1000	SF	SO	SR
X	Estructura	<b>3.10</b>	<b>4.34</b>	<b>6.20</b>	<b>1.92</b>	<b>2.72</b>	<b>6.20</b>
	Columna	2.10	3.06	5.10	-	-	1.05
	Viga	2.95	4.15	5.60	2.10	2.90	5.95
Y	Estructura	<b>3.00</b>	<b>4.20</b>	<b>6.00</b>	<b>1.80</b>	<b>2.64</b>	<b>5.80</b>
	Columna	2.00	3.06	4.90	-	-	1.00
	Viga	2.90	4.00	5.50	2.00	2.95	5.90

Tabla 5.20-a Ductilidades demandadas, respecto a **fluencia efectiva**

Dirección	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la Primera Rótula					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		5/1000	7/1000	10/1000	SF	SO	SR
X	Estructura	<b>9.20</b>	<b>12.90</b>	<b>18.40</b>	<b>5.70</b>	<b>8.10</b>	<b>18.30</b>
	Columna	2.65	4.40	8.60	-	-	1.37
	Viga	3.20	5.50	9.00	1.30	2.80	5.60
Y	Estructura	<b>9.70</b>	<b>13.50</b>	<b>19.30</b>	<b>5.80</b>	<b>8.50</b>	<b>18.60</b>
	Columna	2.86	4.50	8.60	-	-	1.37
	Viga	5.00	5.50	9.10	1.20	2.60	5.50

Tabla 5.20-a Ductilidades demandadas, respecto a **primera rótula**

### 5.7 Calificación del desempeño

Se observó que ante un evento frecuente ( $T_r = 50$  años) la edificación incursionaría ligeramente más allá del rango elástico presentándose leves daños en elementos no estructurales. Para el caso de un evento ocasional, la estructura quedaría funcional. Finalmente, para un evento mayor, sismo raro, la estructura llega al comienzo de la zona cerca al colapso.

La tabla 5.21 esquematiza el desempeño del sistema estructural de cuatro niveles para los tres casos de demanda sísmica.

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

Tabla 5.21 Matriz de desempeño sísmico de un edificio aporticado de concreto armado de 4 pisos en la costa peruana

# CAPÍTULO 6

---

## 6 DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS DE BAJA ALTURA

### 6.1 Desempeño de edificios peruanos con un límite de deriva de 7%

Anterior a este trabajo grupal, se realizaron estudios similares que respetaron las consideraciones de la Norma Peruana [ININVI, 1990].

Las características del modelo espacial fueron las mismas que las empleadas en este estudio, en cuanto a uso, ubicación, etc. Las consideraciones adoptadas se encuentran detalladas en la Tabla 6.1

La diferencia significativa entre los estudios preliminares y éste radica en la adopción de los criterios de rigidez, por cuanto la Norma establece que la deriva máxima permitida para edificios aporticados de concreto armado es de 7%. Lo anterior lleva a columnas más robustas que puedan cumplir con este requisito, desde 50 a 75cm de peralte.

Los resultados del estudio mostraron que la ductilidad global de los edificios respecto a la fluencia efectiva fue de 10 a 14.

Las sobrerresistencias respecto al cortante de diseño fueron en promedio 2.

Tanto la ductilidad como la sobrerresistencia no mostraron una tendencia clara.

El comportamiento de los edificios ante los sismos de demanda fue calificado como de buen desempeño, puesto que las estructuras se mantuvieron en el rango funcional como lo indica el SEAOC (1995).

### 6.2 Organización del trabajo

Se diseñaron 5 edificios aporticados de 3 a 7 pisos considerando las exigencias de las normas peruanas vigentes.

Los 5 edificios se consideraron iguales en su ubicación, uso y suelo de cimentación, así como en su forma estructural y distribución de elementos. La tabla 6.1 y la Fig. 6.1 muestran las características comunes a los 5 edificios.

Tabla 6.1 Características comunes en el trabajo grupal

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

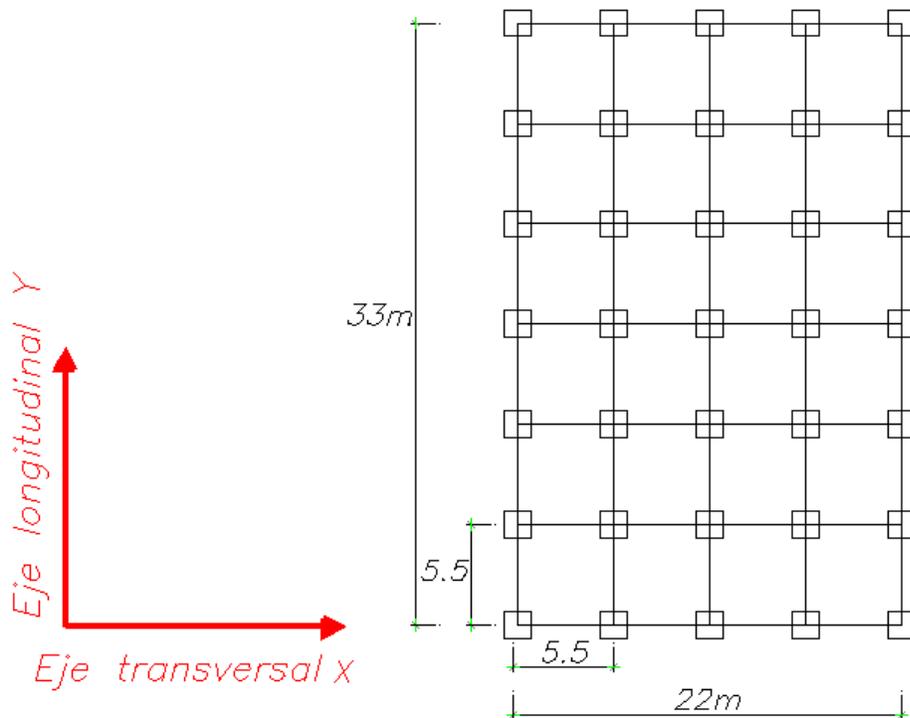


Figura 6.1 Planta común para los edificios en estudio

Principalmente las diferencias entre los edificios estudiados son: el número de niveles y las dimensiones de las columnas, para esta último ítem se consideró los lineamientos mínimos de rigidez del código peruano que serán explicados en el acápite siguiente, pero, aceptando una deriva máxima de 10%.

### 6.3 Demandas de rigidez de la norma peruana de 2003

Las normas especifican valores límites de desplazamientos laterales, según el tipo de edificación, para dotar de rigidez a las estructuras. Mientras algunas normas establecen límites para los desplazamientos elásticos que se obtienen de las fuerzas sísmicas reducidas; en el caso del código peruano se fijan los límites para los desplazamientos máximos esperados en el rango inelástico para el caso de un evento sísmico severo [SENCICO, 2003].

Las exigencias de rigidez están asociadas a los límites de las derivas y los procedimientos para calcular los desplazamientos laterales. En los siguientes ítems se enumeran brevemente las recomendaciones del código peruano respecto a este tema.

#### 6.2.1 Cálculo de desplazamientos laterales según la norma peruana

- **Modelo y desplazamientos para solicitaciones reducidas**

Considerando que suministrar de resistencia elástica a las estructuras es muchas veces injustificable y teniendo en cuenta la baja probabilidad de que fuerzas mayores se presenten en la vida útil de la edificación es que se permite reducir las solicitaciones y calcular los desplazamientos a través de un modelo elástico.

Las derivas de entrepiso pueden ser calculadas por el método estático o el dinámico.

Por el método estático, la norma establece la magnitud de fuerzas laterales (estáticas reducidas) para obtener los desplazamientos de la estructura.

En el método dinámico de la NTE-E.030 [SENCICO, 2003] los desplazamientos se obtienen a partir de procedimientos de superposición espectral. El espectro de análisis reducido (en este caso de aceleraciones) puede ser expresado como:

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

La respuesta máxima elástica esperada se obtiene por superposición modal, en el cual cada modo aporta una configuración de desplazamientos.

• **Cálculo de los desplazamientos máximos esperados**

Los desplazamientos máximos esperados en rango inelástico se obtienen multiplicando los desplazamientos máximos elásticos por el factor 0.75R.

En un análisis elástico las solicitaciones se reducen por el factor R y al obtener los desplazamientos inelásticos se multiplican por el factor 0.75R, por tanto, se puede inferir que para el código peruano [SENCICO, 2003] los desplazamientos máximos esperados no dependen del valor del coeficiente de reducción sísmica R, sino de su rigidez lateral y distribución de masas [Muñoz, 2001].

**6.2.2 Desplazamiento lateral permisible según norma**

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente refiere que para estructuras de concreto armado, el desplazamiento de entrepiso dividido por la altura del entrepiso debe ser como máximo 0.007 ( $\Delta / h_e \leq 0.007$ ). Como se explicó en ítems anteriores, el objetivo de este trabajo y de los demás grupos que lo conforman, es analizar los modelos para una deriva máxima permitida de 10%.

**6.2.3 Dimensiones requeridas para controlar la deriva**

Para cada número de niveles del edificio (3, 4, 5, 6 ó 7 pisos), se propusieron diferentes valores para la dimensión de la sección transversal de las columnas (L), se obtuvieron las derivas correspondientes y luego se construyeron curvas Deriva vs L. A partir de de lo anterior se determinó el valor mínimo del lado de columna ( $L_{min}$ ) que alcanza como máximo una deriva de entrepiso de 0.010 en ambas direcciones.

La figura 6.2 muestra los valores obtenidos de  $L_{min}$  para cada edificio, redondeados a 5 cm.

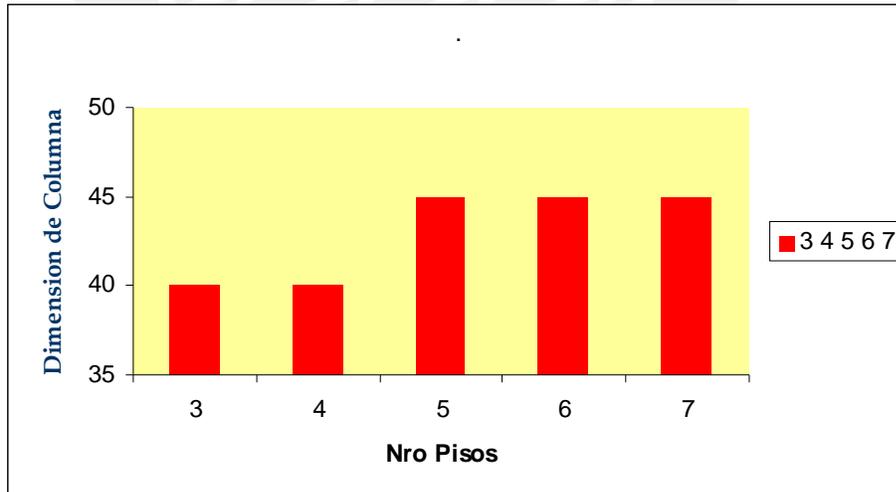


Figura 6.2 Dimensión mínima requerida por requisitos de rigidez

Con las dimensiones de las columnas establecidas se realizó el análisis estructural que proporciona los esfuerzos en los elementos, para luego proceder con el diseño en concreto armado siguiendo las exigencias de la norma NTE-E.060 [ININVI, 1990].

### 6.3 Ductilidad y sobrerresistencia global

La tabla 6.2 muestra los puntos de interés de las curvas de capacidad de los 5 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	0.94	129	0.51	89	1.69	291	18.45	397
	4	1.26	152	0.63	90	1.90	290	16.53	365
	5	1.53	171	0.69	97	2.15	301	23.87	413
	6	1.56	177	0.66	93	1.94	275	19.50	404
	7	1.68	181	0.64	86	1.91	258	19.04	394
Longitudinal	3	0.77	132	0.51	92	1.69	303	16.70	409
	4	1.25	162	0.62	91	2.00	290	15.90	378
	5	1.38	175	0.68	101	2.11	313	22.23	432
	6	1.52	182	0.66	99	1.91	286	18.72	422
	7	1.72	186	0.65	92	1.90	271	18.34	409

Tabla 6.2 Puntos de interés de edificios aperticados peruanos de 3 a 7 pisos para una deformación máxima del concreto de 1%.

Los datos de desplazamientos presentados en la tabla 6.2 son útiles para determinar los factores de ductilidad disponible respecto a la Fluencia Efectiva y a la Primera Rótula, éstos se muestran en la figura 6.3.

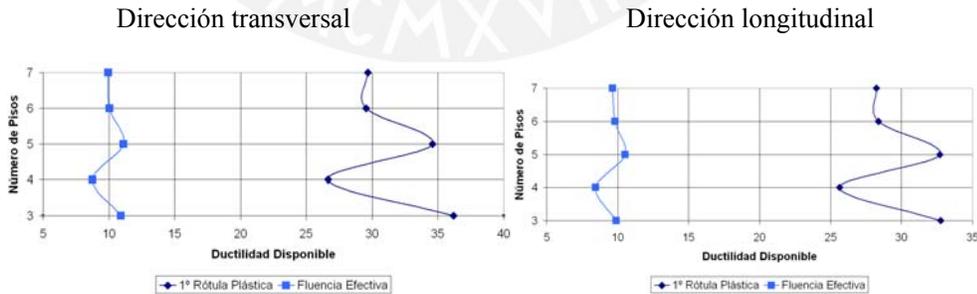


Figura 6.3 Ductilidades en edificios aperticados peruanos de 3 a 7 pisos para  $\epsilon_{cmax}=1\%$

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

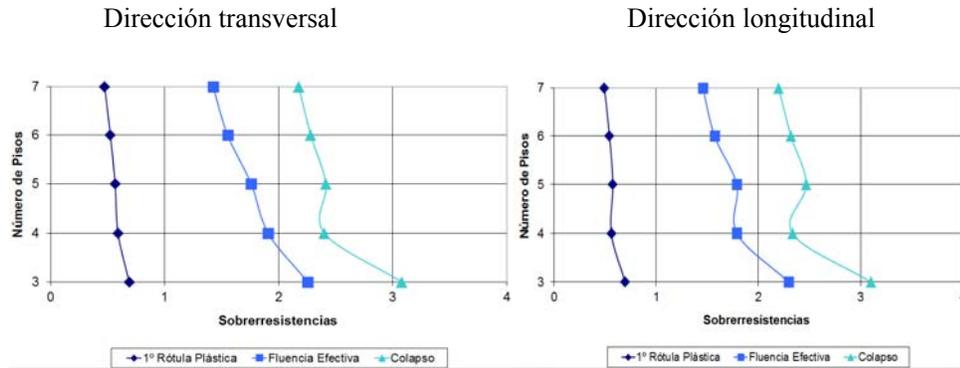


Figura 6.4 Sobrerresistencia en edificios apoticados peruanos de 3 a 7 pisos respecto al cortante de diseño para  $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ .

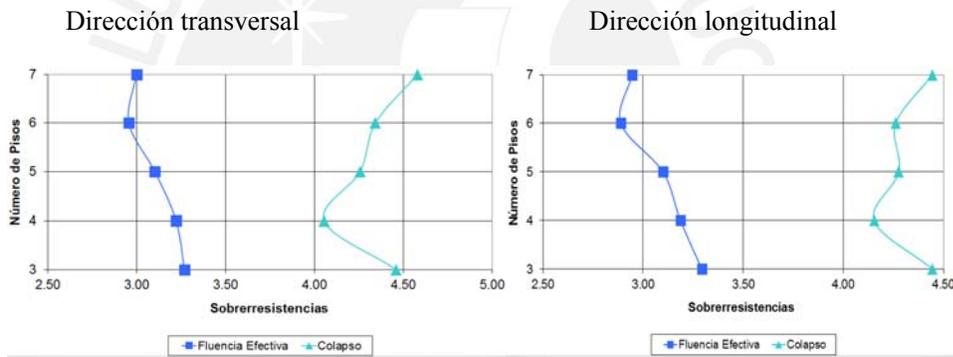


Figura 6.5 Sobrerresistencia en edificios apoticados peruanos de 3 a 7 pisos respecto a la primera rótula para  $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ .

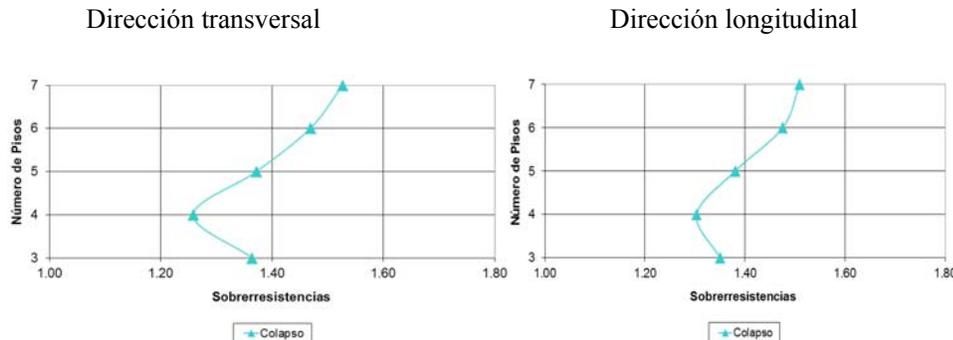
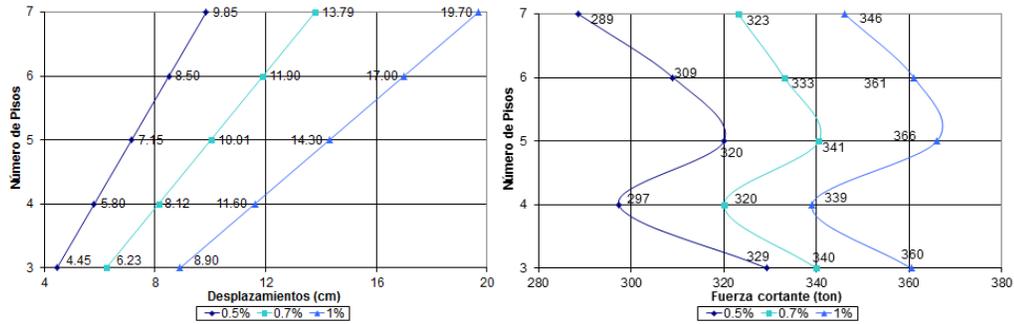


Figura 6.6 Sobrerresistencia en edificios apoticados peruanos de 3 a 7 pisos respecto a la fluencia efectiva para  $\epsilon_{cmáx} = 1\%$ .

En la Fig. 6.7 se muestran los valores de desplazamiento y fuerza cortante asociados a las derivas totales (desplazamiento de azotea / altura de edificio) de 5<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, 7<sup>0</sup>/<sub>100</sub> y 10<sup>0</sup>/<sub>100</sub>; para ambas direcciones y para una deformación máxima en el concreto de 1%.

Dirección transversal



Dirección longitudinal

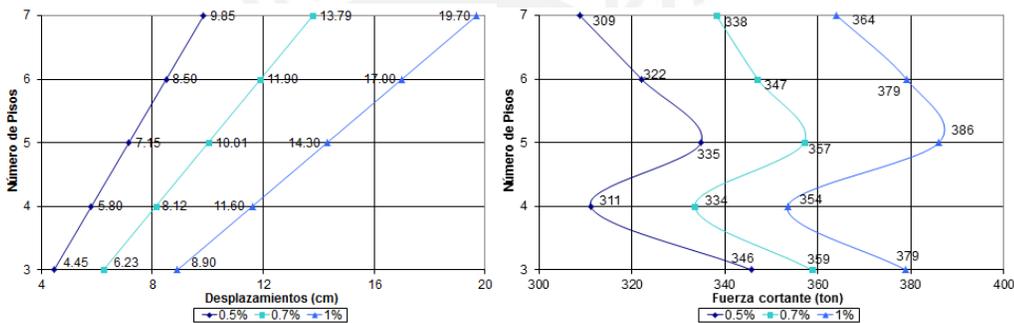
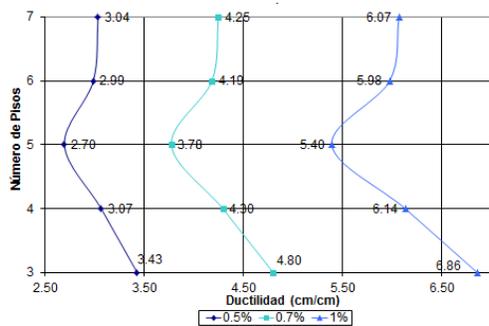


Figura 6.7 Desplazamiento y cortante basal para derivas de 5<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, 7<sup>0</sup>/<sub>100</sub> y 10<sup>0</sup>/<sub>100</sub> para  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

Las ductilidades globales asociadas a las derivas indicadas (5<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, 7<sup>0</sup>/<sub>100</sub> y 10<sup>0</sup>/<sub>100</sub>) se muestran en la figura 6.8, calculadas respecto al desplazamiento asociado al punto de fluencia efectiva y para un valor de deformación máxima del concreto de 1%.

Dirección transversal



Dirección longitudinal

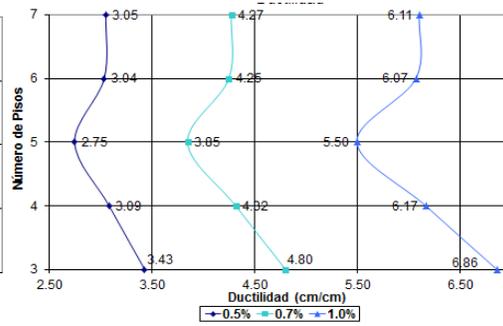
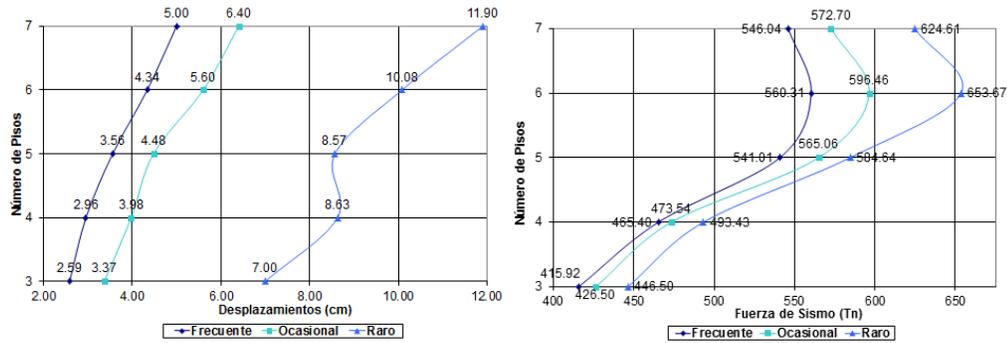


Figura 6.8 Ductilidades respecto a la fluencia efectiva para derivas de 5<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, 7<sup>0</sup>/<sub>100</sub> y 10<sup>0</sup>/<sub>100</sub> para  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$ .

### 6.4 Desempeño de edificios aporticados ante los sismos de demanda

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

Dirección transversal:



Dirección longitudinal:

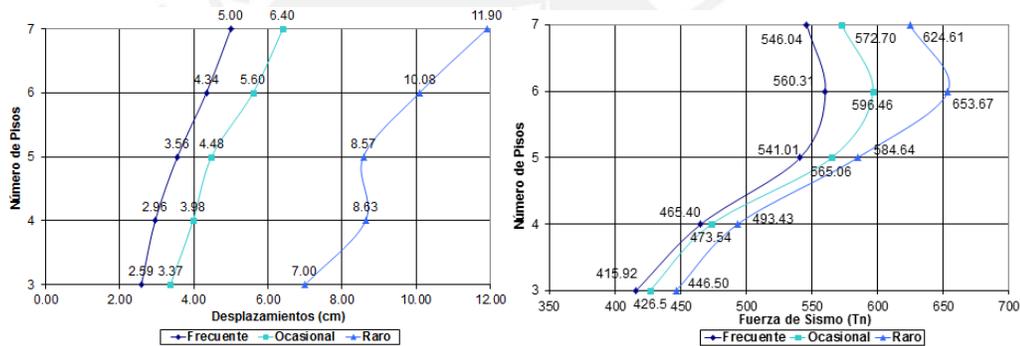


Figura 6.9 Desplazamientos y cortante basal para sismos de diseño para  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$ .

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

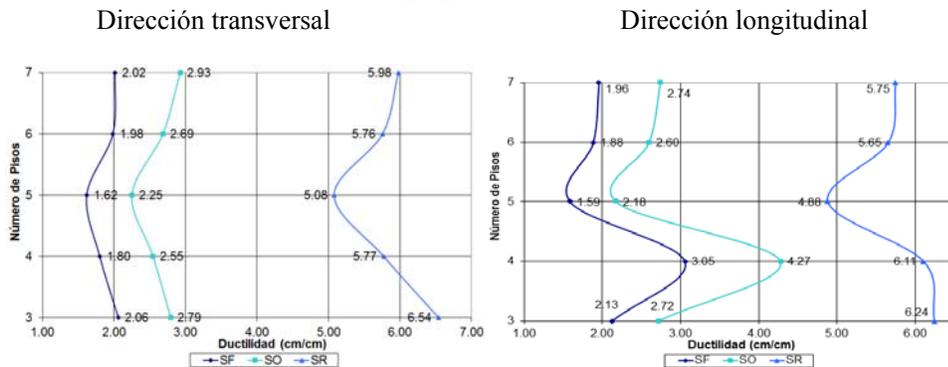


Figura 6.10 Ductilidades para los tres sismos de diseño para  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$ . Izquierda corresponde a la dirección transversal, y a la derecha la dirección longitudinal.

Se observó, que para tanto para las direcciones transversales y longitudinales de los edificios estudiados, los puntos de demanda asociados a los sismos de diseño están dentro de la zona funcional de la sectorización establecida por el Comité Visión 2000 del SEAOC.

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

Los resultados se indican en la tabla 6.3

Dirección	N° Pisos	Porcentaje (%)		
		SF	SO	SR
Transversal	3	12	25	82
	4	9	18	71
	5	9	17	53
	6	13	24	70
	7	3	15	55
Longitudinal	3	14	26	85
	4	4	16	71
	5	10	18	54
	6	13	26	71
	7	1	12	56

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

# CAPÍTULO 7

## 7 RESUMEN Y CONCLUSIONES

### 7.1 Resumen del comportamiento observado en el edificio de 4 pisos

#### 7.1.1 Diseño del edificio de 4 pisos

Las dimensiones de las columnas fueron establecidas por criterios de rigidez, por el cual, los resultados del análisis espectral (análisis dinámico lineal) muestran que las columnas de 40x40cm logran mantener la deriva de entrepiso en  $9.30\%$ , valor cercano a la deriva máxima permitida de  $10\%$  usada en este estudio. En ambas direcciones la deriva máxima se produjo en el primer piso.

Las secciones de las columnas tienen áreas sobredimensionadas para cargas de gravedad, incluso las columnas interiores. El esfuerzo normal por cargas de servicio (muerta más viva) en las columnas interiores del primer piso fue del orden de los  $35\text{kg/cm}^2$ .

La armadura longitudinal corresponde a criterios de resistencia en el primer nivel, y requisitos de acero mínimo en el último [ININVI, 1990]. En los tres primeros niveles se obtuvo una cuantía de 1.9% y en el último nivel de 1%. Las capacidades a flexocompresión estuvieron por encima de los requerimientos del código ( $P_u, M_u$ ). Para el primer piso, la relación entre momento máximo y momento último requerido por el código se obtuvo en promedio un valor de 1.4, mientras que en el último nivel fue de 3.5. La Fig. 7.1 presenta el diseño de columnas obtenidos para este edificio.

CUADRO DE COLUMNAS			
	C-01 (ESQUINERA)	C-02 (LATERAL)	C-03 (INTERIOR)
1 <sup>o</sup> , 2 <sup>o</sup> Y 3 <sup>o</sup> PISO	<p> <math>4\varnothing 3/4 + 4\varnothing 5/8</math>  <math>2\varnothing 3/8, 1@0.05,</math>  <math>8@0.125, RTD@0.200/EXT.</math> </p>	<p> <math>4\varnothing 3/4 + 4\varnothing 5/8</math>  <math>2\varnothing 3/8, 1@0.05,</math>  <math>8@0.125, RTD@0.200/EXT.</math> </p>	<p> <math>4\varnothing 3/4 + 4\varnothing 5/8</math>  <math>2\varnothing 3/8, 1@0.05,</math>  <math>8@0.125, RTD@0.200/EXT.</math> </p>
4 <sup>o</sup> PISO	<p> <math>2\varnothing 5/8</math>  <math>2\varnothing 3/8, 1@0.05,</math>  <math>8@0.125, RTD@0.200/EXT.</math> </p>	<p> <math>2\varnothing 5/8</math>  <math>2\varnothing 3/8, 1@0.05,</math>  <math>8@0.125, RTD@0.200/EXT.</math> </p>	<p> <math>2\varnothing 5/8</math>  <math>2\varnothing 3/8, 1@0.05,</math>  <math>8@0.125, RTD@0.200/EXT.</math> </p>

Figura. 7.1 Cuadro de columnas

Las dimensiones de las columnas fueron fijadas desde el principio del análisis del trabajo grupal en 25x50cm (peralte aproximadamente igual a 1/11 de la luz libre). La armadura longitudinal fue calculada en base a las demandas de resistencia, colocando un área de acero continuo en la cara superior e inferior y a lo largo de la viga, completando el diseño último en base a bastones en los extremos de las vigas y centro de las mismas. En algunas vigas se usó el criterio de redistribución de momentos negativos, por tal razón, los momentos resistentes en los extremos fueron ligeramente menores al requerido por el código de Diseño en Concreto Armado (aproximadamente el 95%).

El refuerzo transversal de las vigas obedece, en todos los casos, a criterios de confinamiento en los extremos con el fin de proveer confinamiento al núcleo de concreto aumentando la resistencia del mismo y la capacidad de deformación (estribos de diámetro 3/8” con poco espaciamiento, 10cm). La Fig. 7.2 presenta el diseño para una viga transversal típica.

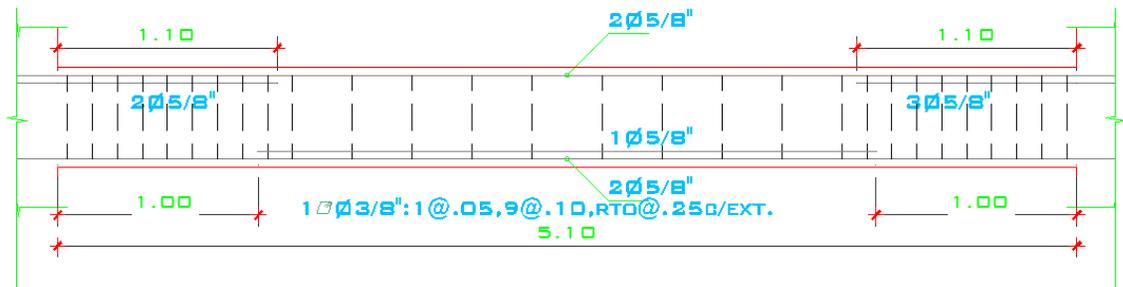


Figura 7.2 Armadura de una viga transversal típica de 25x50cm

Para el análisis estático no lineal desarrollado en este trabajo se consideró una deformación máxima del concreto de  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$ , resaltando que el modelo de concreto empleado fue el propuesto por Mander.

Los resultados mostrados en los siguientes ítems están basados en la dirección más crítica (dirección transversal).

**7.1.2 Ductilidad y sobrerresistencia en los elementos estructurales**

La ductilidad y resistencia de elementos estructurales se calcularon en base a puntos notables presentes en el diagrama Momento-giro de cualquier elemento denominado “frame”. A manera de ejemplo, la siguiente Fig. 7.3 representa el diagrama Momento-giro de una viga para momento negativo que se utilizó para ingresar datos al programa SAP2000, en él se muestran los puntos de fluencia ( $\Phi_y, M_y$ ), de capacidad máxima ( $\Phi_{m\acute{a}x}, M_{m\acute{a}x}$ ) y los valores que identifican a la demanda de diseño del código ( $\Phi_u, M_u$ ).

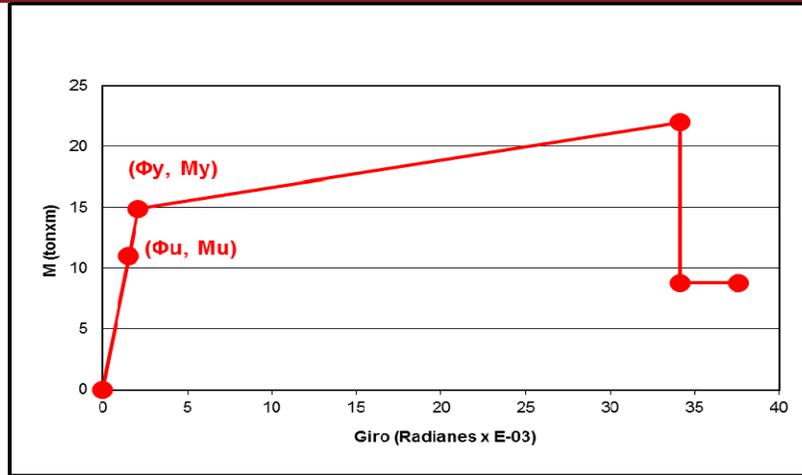


Figura 7.3 Diagrama Momento-giro de viga interior de piso típico

La ductilidad promedio estimada en vigas fue de  $\Phi_{m\acute{a}x} / \Phi_y = 20$ , y la sobrerresistencia media de momento máximo negativo respecto a momento de fluencia de aproximadamente  $M_{m\acute{a}x} / M_y = 1.6$ . En cuanto a la relaci3n entre el momento máximo resistente y la demanda del c3digo se obtuvo un valor promedio de  $M_{m\acute{a}x} / M_u = 2.1$ . La demanda en vigas fue cubierta generalmente por la capacidad a fluencia ya que  $M_y / M_u = 1.4$  en promedio.

El valor medio de la ductilidad de curvatura en las columnas es 15, así como sobrerresistencias promedio de  $M_{m\acute{a}x} / M_y = 1.5$ ,  $M_{m\acute{a}x} / M_u = 4$  y  $M_y / M_u = 2.6$ .

El cociente de las capacidades de columnas respecto al de vigas ( $\Sigma\Phi M_{n_{COL}} / \Sigma\Phi M_{n_{VIGA}}$ ) en un nudo central y un nudo de esquina del primer piso alcanzaron valores de 1.40 y 1.90 respectivamente. Para el tercer piso se obtuvieron valores de 1.40 y 1.75 en estos nudos.

### 7.1.3 Comportamiento de la estructura bajo acciones incrementales

- Mecanismo de progresi3n de r3tulas y colapso

La Fig. 7.4 es la representaci3n de la curva de capacidad del edificio en su direcci3n transversal.

El seguimiento realizado al análisis incremental mostraron que las primeras r3tulas se localizaron en las vigas internas extremas del primer nivel para un desplazamiento de 0.63cm en la azotea (0.05% de deriva). Luego, se registraron más r3tulas plásticas en vigas ubicadas en distintos niveles y para un desplazamiento en la azotea de 2.43cm (0.21% de deriva) se formaron las primeras r3tulas en dos columnas esquineras del primer nivel. La formaci3n de r3tulas continu3 hasta que para aproximadamente 3.82cm de desplazamiento (0.33% de deriva) se formaron r3tulas en la base de todas las columnas del primer piso.

Con la aparición de rótulas en la base de todas las columnas del primer nivel, también se formaron más rótulas en las vigas, lo cual dio paso que para un desplazamiento lateral de 16.1cm (1.4% de deriva) las rótulas de las columnas internas llegaron a la ruptura casi en simultáneo.

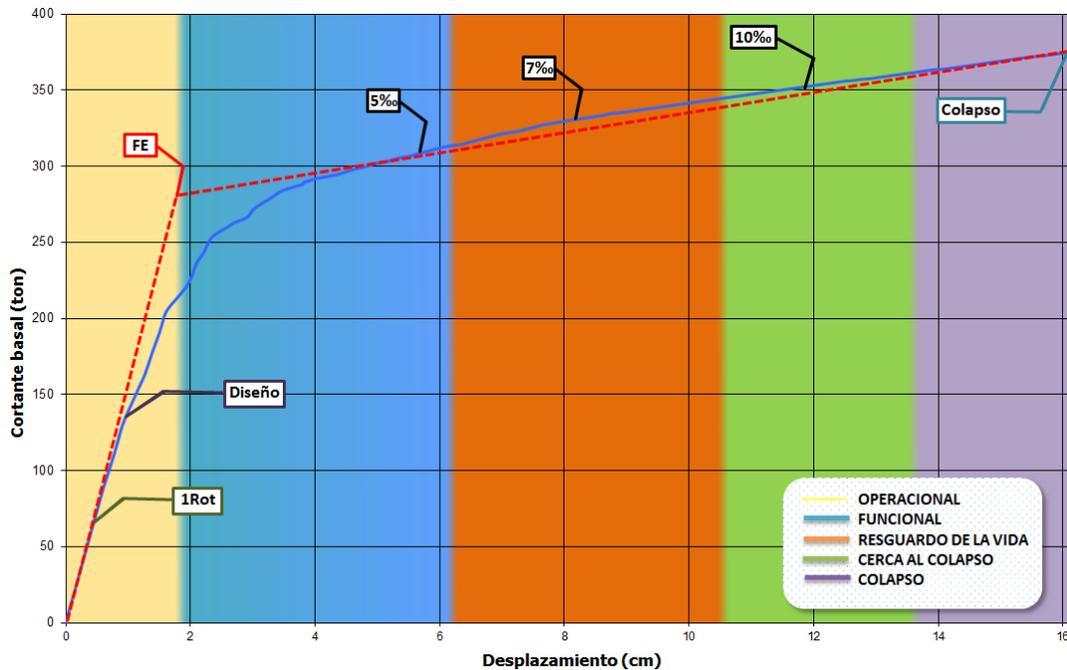


Figura 7.4 Derivas para la dirección transversal “x” con una deformación máxima del concreto de 1 %

Como observación, se indicó que el criterio en este trabajo para determinar el valor de la fluencia efectiva (FE) es el de “áreas iguales”, dichas áreas se calcularon cuidadosamente en el programa AUTOCAD2012.

Para la dirección longitudinal “Y” el mecanismo de progresión de rótulas fue similar, lo mismo que el desplazamiento máximo. Las primeras rótulas se produjeron en las vigas internas extremas del primer nivel para un desplazamiento de 0.62cm (0.05% de deriva) y para 15.7cm de desplazamiento lateral (1.35% de deriva) las rótulas de las columnas internas llegaron a la ruptura casi en simultáneo.

• **Ductilidad global**

A continuación se indica las ductilidades representativas para la dirección transversal del edificio; la primera, la ductilidad global respecto a la fluencia efectiva es  $D_{COL}/D_{FE} = 8.6$  y segundo, respecto a la primera rótula es de  $D_{COL}/D_{1ROT} = 25.6$ .

Con respecto a la dirección longitudinal, los resultados fueron similares a la dirección transversal, la ductilidad global respecto a la fluencia efectiva entrega el siguiente cociente de  $D_{COL}/D_{FE} = 8.1$  y respecto a la primera rotula el cociente es de  $D_{COL}/D_{1ROT} = 26.2$ .

• Resistencia

La aparición de la primera rótula está asociada a una fuerza cortante de  $V_{1ROT} = 90$  ton, a la fluencia efectiva y a la resistencia máxima le correspondieron valores de  $V_{FE} = 283$  ton y  $V_{MAX} = 362$  ton, respectivamente. Con los valores anteriores se tienen sobrerresistencias del orden de:  $V_{MAX}/V_{1ROT} = 4$  y  $V_{MAX}/V_{FE} = 1.3$ .

La Fig. 7.5 presenta la curva de capacidad para la dirección transversal con los puntos de interés.

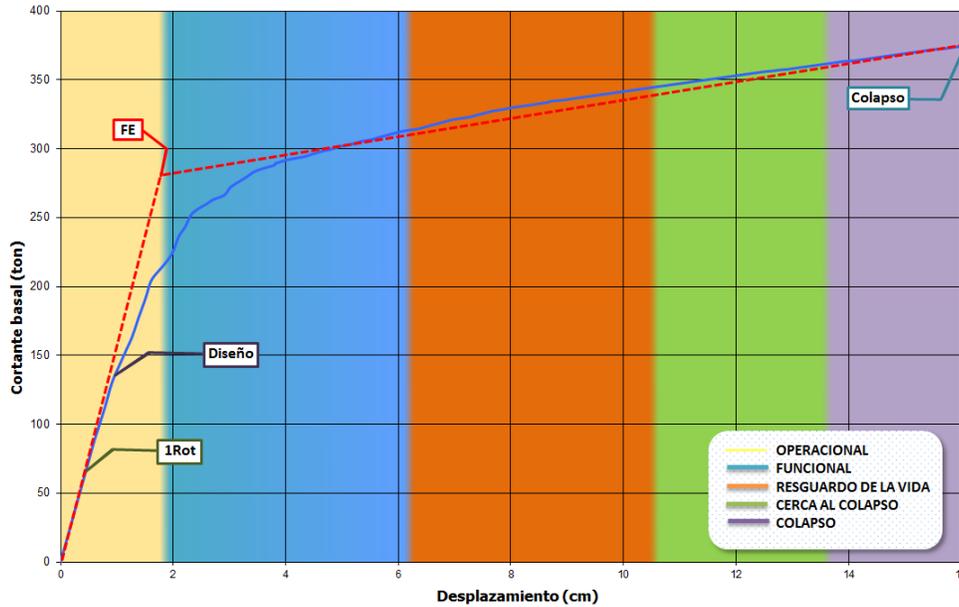


Figura 7.5 Puntos de interés en la curva de capacidad para la dirección transversal con  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 1\%$

7.1.4 Capacidad estructural y demandas del Código Peruano

La resistencia requerida por el código de diseño en concreto armado es de 144 ton. Los resultados mostraron que las fuerzas cortantes asociados a la fluencia efectiva y resistencia máxima son 2 y 2.6 mayores que la demanda del código, respectivamente. Con respecto a la primera rótula se tiene un valor inferior, 0.6.

7.1.5 Desempeño sismorresistente esperado

La Fig. 7.6 muestra la respuesta de la estructura para los tres niveles de sismo considerados en el estudio.

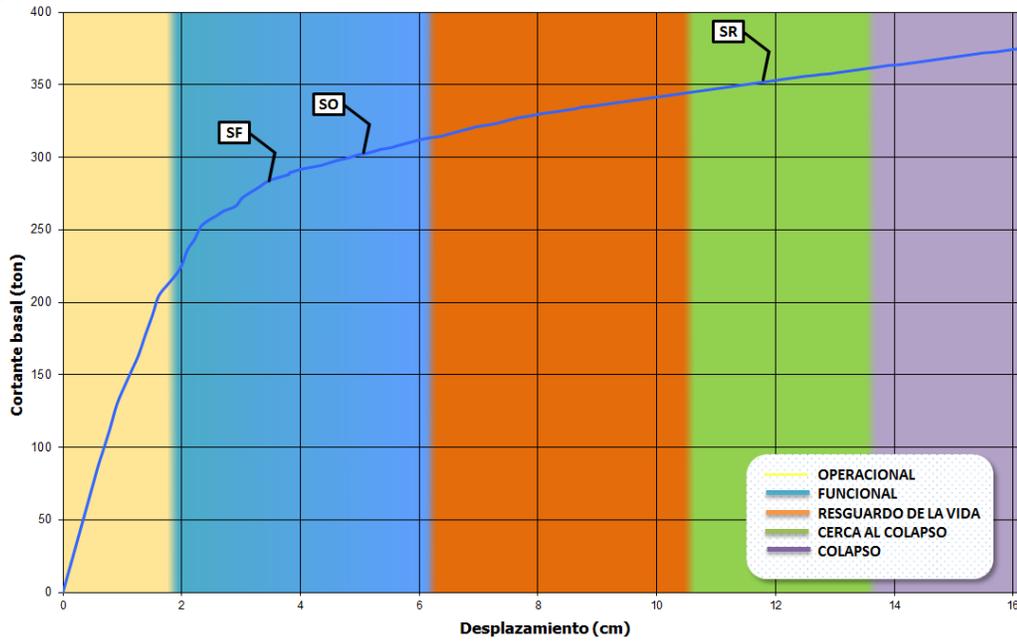


Figura 7.6 Curva de capacidad con puntos de demanda sísmicos para la dirección transversal y  $\epsilon_{cmáx} = 1\%$

• **Sismos frecuentes**

Lo registrado en el análisis incremental indican que con 3.60cm de desplazamiento en el último nivel (0.31% de deriva) se tiene fuerza cortante de 270 ton. Las columnas interiores y exteriores permanecerían elásticas mientras que la viga más deformada alcanzaría una demanda de ductilidad del orden de 2.0.

Para este nivel de sismo la edificación estaría levemente fuera del rango elástico, puesto que habría consumido solo el 13.2% de su ductilidad disponible y recorrido el 45% del ancho de la zona funcional.

En estricto rigor, como el punto de demanda se ubicó en la zona funcional, el desempeño de la edificación discrepa ligeramente del desempeño aceptable definido por el SEAOC (1995).

• **Sismos raros**

Para el nivel de sismos raros, resultados mostraron que el edificio llegaría a un desplazamiento máximo de 11.50cm en el techo (1% de deriva) acompañado de una fuerza cortante de 338ton.

Se estima que la edificación habría consumido aproximadamente el 69% de su ductilidad global disponible y alcanzando el 50% del ancho de la zona próxima al colapso.

Por lo tanto, la edificación pertenece al rango funcional y contrastando con lo estipulado en el SEAOC (1995), la estructura cumple con el desempeño óptimo para este nivel de demanda sísmica.

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

Teniendo en cuenta que la norma peruana exige ciertos requerimientos de rigidez, las dimensiones de las columnas de edificios aporticados de 3 a 7 niveles, de lado cuadrado, variaron desde 40cm hasta 45cm.

El cociente entre capacidades a flexión de columnas y vigas concurrentes a un nudo estuvo entre 1.3 y 2.4. Estos valores son significativamente mayores al mínimo exigido por el código peruano de diseño en concreto armado  $\Sigma\Phi M_{nCOL} / \Sigma\Phi M_{nVIGA} > 1.4$ ).

Se estimó que la ductilidad global de las edificaciones con respecto a la fluencia efectiva estuvo entre 1.5 y 2.0.

Las sobrerresistencias referidas al cortante de diseño no siguen un patrón definido. A continuación se presentan los valores promedios:  $V_{IROT}/V_D = 25.6$ ,  $V_{FE}/V_D = 25.6$  y  $V_{COL}/V_D = 25.6$ .

### 7.2.1 Desempeño en sismos frecuentes

Para esta categoría de demanda sísmica, todos los edificios estudiados registraron el punto de demanda ligeramente más allá del rango elástico, esto es, incursionaron en el rango inelástico al inicio del mismo. Las estructuras que tuvieron un mayor comportamiento inelástico fueron las de 3 y 6 pisos.

Un punto de referencia para la ductilidad es respecto a la fluencia efectiva, los cocientes estuvieron en el rango de 1.0 a 2.4. Esto corresponde a porcentajes de 9 a 13% de la ductilidad global disponible.

Todas las edificaciones estudiadas, estructuras de 3 a 7 niveles, se encontraron dentro del rango funcional, según calificación del SEAOC, para sismos frecuentes.

### 7.2.2 Desempeño en sismos raros

Para este nivel, todos los edificios incursionaron en la zona cerca al colapso definida por el SEAOC, estos puntos de demanda para el caso de sismo raro se registraron al inicio de la etapa en mención.

La ductilidad respecto a la fluencia efectiva consumida por las estructuras estuvo en el rango de 5.5 a 6.2. Esto corresponde a porcentajes de 55 a 85% de la ductilidad global disponible.

# CAPÍTULO 8

## 8 CONCLUSIONES

- Los resultados de la curva de capacidad-demanda aceptando una deriva máxima de 1%, para edificio de cuatro pisos, tendrían un desempeño funcional para un evento frecuente en la costa peruana (período de retorno,  $T_r$ , de 50 años y aceleración espectral de 0.2g). En el caso de eventos ocasionales la estructura se mantiene funcional, lo cual califica como deseable según las recomendaciones del SEAOC.
- Ante un sismo raro, con  $T_r = 500$  años y aceleración espectral de 0.4g, la estructura incursiona a inicios de la zona cercana al colapso, que conlleva a daños importantes estructurales y no estructurales, la cual es especificada por el criterio de desempeño del SEAOC.
- Con la deriva máxima de 1%, la estructura de 4 pisos estudiada logra una ductilidad con respecto a la fluencia efectiva de 6.0, en promedio para ambas direcciones. Mientras que para las otras edificaciones se lograron ductilidades, bajo el mismo punto de referencia, de 12.
- La sobrerresistencia estimada en todos los edificios estudiados bordea aproximadamente el valor de 1.4. Ello como consecuencia de los factores de mayoración de cargas y minoración de resistencia del proceso de diseño.
- Se ha observado que para eventos sísmicos frecuentes las edificaciones consumen en promedio entre 6 a 8% de su ductilidad global, de ello se puede inferir que todas las estructuras se encuentran justo en el límite entre rango elástico e inelástico. Para eventos ocasionales, el consumo de ductilidad varía entre 15% y 25%, aproximadamente. Y para sismos raros, el consumo puede llegar a variar entre 55% y 85% de su ductilidad global.
- Para todas las edificaciones, la curva de capacidad-demanda aceptando una deriva máxima de 1%, el punto de demanda para sismo frecuente se encuentra ligeramente más allá del límite de los rangos elástico e inelástico de la curva. Y aunque discrepan levemente de las recomendaciones del SEAOC para este nivel de demanda, se tienen edificios igualmente seguros que los diseñados aceptando derivas de 0.7%.
- Considerando que el estudio abarcó el análisis de edificios aporticados de baja altura, comunes y regulares situados en la costa peruana, se concluye que aunque difieren ligeramente de la matriz de desempeño del SEAOC y para escenarios sísmicos frecuentes y raros, se logran obtener edificios seguros como los diseñados aceptando derivas de 0.7%.

# BIBLIOGRAFÍA

1. Aguiar, R. (2003). Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos. Editorial Ediespe. Quito.
2. Almazán, José Luis. Apuntes del curso: Dinámica de Estructuras, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2011.
3. Alva, J. y Castillo, J. (1994). Peligro Sísmico en el Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
4. Allauca Sánchez, Leonidas y Oue, Takuma (2006). Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Cinco Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima.
5. ATC (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
6. 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:  
7. <http://www.tdx.cesca.es/TDX-1222103-092523/#documents>
8. Fajfar, Peter y M.EERI (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3, pp. 573-592.
9. Freeman, Sigmund (1998). Development and Use of Capacity Spectrum Method. 6th US NCEE Conference on Earthquake Engineering/EERI.
10. Habibullah, A. y Pyle, S. (1998). Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis. Obtenido el 16 de mayo del 2005 en:  
11. [http://www.csiberkeley.com/Tech\\_Info/Pushover%20paper.pdf](http://www.csiberkeley.com/Tech_Info/Pushover%20paper.pdf)
12. Hamburger, Ronald y Moehle, Jack (2000). State of Performance Based-Engineering in the United States. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
13. Hognestad, Eivind et al. (1955). Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. Journal of the American Concrete Institute.
14. Hube, Matías. Apuntes del curso: Hormigón Armado Avanzado, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2011.
15. International Code Council (ICC). (2000). International Building Code 2000. International Conference of Building Officials. California.

16. ININVI (1990). Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Diseño en Concreto Armado. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. Lima.
17. 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.
18. Muñoz, A. (1999). Ingeniería Antisísmica. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
19. 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.
20. Ottazzi, G. (2003). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Fondo Editorial PUCP. Lima.
21. Ottazzi, G., Muñoz, A. (1998). Programa MOMCUR. Colegio de Ingenieros de Perú – Consejo Nacional. Lima
22. Park, R. y Paulay, T. (1980). Estructuras de Concreto Reforzado. Editorial Limusa. México.
23. Paulay, T. y Priestley, M. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons. New York.
24. 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:
25. [http://www.pucp.edu.pe/secc/civil/publicaciones/DQuiun\\_estudio\\_del\\_control\\_de\\_rotula\\_plastica\\_CONIC\\_2003.pdf](http://www.pucp.edu.pe/secc/civil/publicaciones/DQuiun_estudio_del_control_de_rotula_plastica_CONIC_2003.pdf)
26. Reglamento Nacional de Construcciones (RNC). (1985). Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Norma de Cargas. Lima.
27. Ridell, Rafael e Hidalgo, Pedro (2002). Diseño Estructural. Ediciones Universidad Católica de Chile, tercera edición.
28. San Bartolomé, A. (1999). Análisis de Edificios, 2da. Edición. Fondo Editorial PUCP. Lima.
29. 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.
30. SEAOC (1995). A Framework for Performance Based Design. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.
31. SEAOC (1999). Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (the Blue Book). Structural Engineers Association of California. California.

32. Whitney, Charles (1937). Design of Reinforced Concrete Members Under Flexure or Combined Flexure and Direct Compression. Landmark Series, Concrete International, 2004.

