

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA DE LAS
EDIFICACIONES DEL HOSPITAL EDGARDO REBAGLIATI
MARTINS USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE
CAPACIDAD**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CÉSAR AUGUSTO CARMELO FAJARDO GALLIANI

Lima- Perú

2012

RESUMEN

El presente trabajo, que lleva por nombre: "*Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del Espectro de Capacidad*", se ha centrado en la aplicación de un método de análisis no-lineal para determinar la respuesta estructural de la edificación en mención.

Ya en el año de 1997 el *CISMID* realizó una evaluación de las instalaciones del Hospital en el marco del proyecto de *Evaluación de Hospitales del Perú, Minsa-OPS-EsSalud*. En dicha ocasión se hizo uso de métodos de análisis lineal y se determinó que gran parte de la albañilería alojada en la estructura principal (pórticos de concreto) sufriría daños considerables ante la ocurrencia de un sismo severo.

Sin embargo, la estructura principal fue planeada como aporticada; en ese sentido, y aprovechando que en la actualidad se han desarrollado métodos de análisis no-lineal que dan cuenta de una mejor aproximación a la respuesta real de las estructuras, se vio conveniente llevar a cabo esta evaluación para calificar la competencia de la estructura (aporticada) ante la demanda por sismo.

Como herramienta principal de análisis se usó el método del Espectro de Capacidad, descrito a detalle en la documentación del ATC40, con una alternativa de metodología en la búsqueda del punto de desempeño de la estructura. Esta alternativa usada (método propuesto por Miranda y Bertero, 1994) ayudó a verificar si las coordenadas del punto de desempeño (en ambas direcciones principales del análisis) basadas en el método original mostraban valores coherentes.

De los resultados más resaltantes se desprendieron algunas de las siguientes conclusiones y recomendaciones.

Ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (aporticada, tal como fue concebida) experimentaría formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas, a niveles de Ocupación Inmediata, en ambas direcciones del edificio. Sin embargo, por la densidad del daño producido, una intervención futura para

remediar dichos daños podría significar la paralización de las funciones con las consecuentes pérdidas.

El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. La estructura, tal como fue concebida, se muestra muy flexible en la dirección de análisis "Y" llegando a experimentar distorsiones por sismo, en algunos de los pisos intermedios, que superan los estándares permisibles en la norma vigente peruana. Por tanto, se concluye que la estructura necesita mejorar su rigidez en dicha dirección ya que la albañilería existente no sería competente para este propósito. En tal sentido, se recomienda llevar a cabo un proyecto de reforzamiento de la estructura que apunte a reducir el nivel de posibles daños estructurales a fin de evitar futuras paralizaciones en las funciones básicas para las que el edificio está destinado.

Para asegurar la continua funcionalidad de la edificación, que sirve como infraestructura de un hospital importante, se sugiere, además de lo expuesto líneas arriba, llevar a cabo una evaluación integral que considere el comportamiento de los elementos no estructurales (accesorios) que no han sido incluidos en este estudio por no ser parte de los alcances establecidos.

ÍNDICE:

	<u>Pag.</u>
LISTA DE CUADROS	01
LISTA DE FIGURAS	02
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	05
 CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	
1.1 INTRODUCCIÓN.....	07
1.2 OBJETIVOS.....	08
1.3 SINOPSIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	08
1.4 ALCANCE.....	09
 CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	
2.1 CONSIDERACIONES HISTÓRICAS.....	10
2.2 ANÁLISIS SÍSMICO BASADO EN FUERZAS.....	11
2.3 ANÁLISIS SÍSMICO BASADO EN MÉTODOS NO LINEALES.....	15
2.3.1 Ductilidad y tipos de ductilidad.....	15
2.3.2 Relación momento-curvatura.....	18
2.3.3 Capacidad, Demanda y Desempeño de una estructura.....	20
2.3.4 Procedimientos de análisis estático no-lineal simplificado.....	22
2.3.5 Esquema típico del flujo de trabajos a realizar en el análisis no-lineal simplificado.....	23

CAPÍTULO III: MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

3.1	OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	24
3.2	CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD AL ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	26
3.3	OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA.....	27
3.4	OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	27

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN PARA USO DE HOSPITAL

4.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A SER EVALUADA.....	35
4.1.1	Historia y características de la estructura.....	35
4.1.2	Estudios previos realizados.....	37
4.2	APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO.....	38
4.2.1	Análisis dinámico.....	38
4.2.2	Análisis pushover.....	43
4.2.3	Espectro de capacidad.....	45
4.2.4	Espectro de demanda.....	47
4.2.5	Obtención del punto de Desempeño de la Estructura.....	48
4.2.6	Resultados de la aplicación del método y validación.....	50

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	CONCLUSIONES.....	54
-----	-------------------	----

5.2	RECOMENDACIONES.....	55
-----	----------------------	----

	BIBLIOGRAFÍA.....	57
--	--------------------------	-----------

	ANEXOS.....	58
--	--------------------	-----------

1)	PLANOS DE ALIGERADOS, DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS, GRÁFICOS DE MOMENTOS-ROTACIÓN Y DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD.....	59
----	---	----

2)	TABLAS DEL FEMA USADAS PARA MEDIR EL NIVEL DE DAÑO LOCAL EN ELEMENTOS TIPO VIGA Y COLUMNAS.....	73
----	--	----

3)	TRANSFORMACIÓN DE COORDENADAS ESPECTRALES A DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES DE ENTREPISO.....	75
----	---	----

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente trabajo está enfocado en mostrar la importancia de los métodos actuales de análisis estructural recurriendo a procedimientos no lineales que ayudan a comprender, de manera más clara, el posible desempeño de una estructura. Este "desempeño" se ve reflejado en la "capacidad" que tiene el sistema estructural para comportarse ante la "demanda" sísmica incurriendo en el intervalo inelástico y respondiendo con un cierto nivel de daños según ciertos criterios de aceptación.

Pero, además de discutir ciertos fundamentos importantes para la comprensión de dichos procedimientos de análisis no-lineales, se vio por conveniente aplicar una de estas metodologías en la evaluación de una de las estructuras más importantes en nuestro medio. La edificación que es objeto de estudio en este trabajo corresponde a uno de los edificios que componen la infraestructura del *Hospital Edgardo Rebagliati Martins* el cual ya fue evaluado en el año 1997 en el marco del proyecto de *Evaluación de Hospitales del Perú, Minsa-OPS-EsSalud*, donde trabajaron los ingenieros y especialistas del *CISMID*. En dicha oportunidad se hizo uso de métodos lineales para determinar el nivel de esfuerzos que se demandaría en la albañilería existente ante la ocurrencia de un sismo severo. Algunas de las conclusiones alcanzadas en dicho estudio señalan que la mayoría de los tabiques de albañilería sufrirían gran daño por el nivel de distorsión alcanzado.

Si bien, la estructura actual cuenta con tabiquería de albañilería que está aportando a la resistencia estructural de alguna manera en su comportamiento, cabía preguntarse cómo respondería la estructura tal como fue planeada, en caso de que la albañilería fuera separada de la estructura actual. De los planos de diseño con los que se cuenta, se observa que la estructura fue concebida como un sistema aporticado de concreto armado; en este contexto sería relevante llevar a cabo un estudio que dictamine sobre la capacidad de la estructura original para establecer conclusiones y recomendaciones que apunten a asegurar su continuo funcionamiento, sobre todo tratándose de una estructura que sirve a las funciones de un hospital. Estas fueron las razones que motivaron el desarrollo del presente estudio.

1.2 OBJETIVOS

Objetivo Principal.

- Llevar a cabo la Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del Espectro de Capacidad.

Objetivos Específicos.

- Revisar los conceptos básicos del análisis elástico tradicional y del análisis no lineal para comprender sus alcances y limitaciones.
- Determinar el Desempeño de la estructura por el uso de un método de análisis no lineal.
- Derivar conclusiones sobre la necesidad de reforzamiento de la estructura según el nivel de daño esperado, en el análisis, debido a la demanda sísmica.

1.3 SINOPSIS DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo se divide en 5 capítulos. En este primer capítulo, en la Introducción, se ha presentado parte de la justificación del tema elegido, así como los objetivos que se quieren alcanzar.

En el segundo capítulo se discute sobre el estado actual y los fundamentos concernientes al tema del análisis y diseño estructural. Se resaltan las diferencias más importantes entre los métodos lineales y no-lineales y su importancia en el campo de la ingeniería sísmica.

El tercer capítulo se aboca a la explicación de uno de los métodos alternativos no-lineales para su uso en la evaluación de estructuras; se explican cada uno de los pasos que componen dicha metodología y se comenta sobre algunas de las variantes que se pudieran hacer en algunos de estos pasos para obtener resultados más confiables.

En el cuarto capítulo se desarrolla la metodología explicada en el capítulo anterior como aplicación a la evaluación estructural de una edificación que sirve como infraestructura de uno de los hospitales más importantes en el Perú.

Finalmente, en el quinto capítulo se muestran las conclusiones y recomendaciones que derivan de los resultados de la aplicación realizada.

1.4 ALCANCE

El alcance del presente trabajo está abocado, únicamente, a entender cuál sería el posible comportamiento de la estructura, tal como fue concebida originalmente (como estructura aporticada), en caso de ser sometida a una demanda por sismo severo. Para esto se utilizará un método de análisis estructural no-lineal que dé cuenta sobre el posible mecanismo de falla y el nivel de daños que se pudiera alcanzar en caso de un sismo severo.

Para el patrón de cargas usado en el desarrollo de la curva de capacidad (*pushover*) se usará una distribución de fuerzas basada en las proporciones descritas en la forma modal predominante para cada dirección de análisis.

La respuesta de los elementos no estructurales (accesorios) y sus consecuencias en el funcionamiento de las operatividades no está contemplada en los alcances del presente trabajo.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 CONSIDERACIONES HISTÓRICAS

La razón por la que en la actualidad el análisis y diseño sísmico está basado mayormente en fuerzas, y de ahí que se habla de aceleración más que de desplazamientos, está fundada en consideraciones históricas.

Allá, por los años 30's, pocas estructuras fueron diseñadas para soportar acciones sísmicas, sin embargo muchos sismos ocurrieron y se notó que aquellas estructuras diseñadas con consideraciones de fuerzas laterales, como el viento, resistieron mejor. En consecuencia, muchos países en regiones sísmicas empezaron a incorporar especificaciones en sus códigos para diseño por fuerzas laterales inerciales.

Durante los años 40's y 50's las características dinámicas de las estructuras (como el periodo de vibración) empiezan a ser entendidas.

Antes de los años 60's el concepto de "ductilidad" había sido usado únicamente para caracterizar el comportamiento de los materiales; luego, el concepto fue ampliado hasta considerar el nivel de comportamiento de la estructura global e incluso, considerar su relación con los conceptos de resistencia y rigidez estructural.

El uso del concepto de ductilidad, así conocido, nos dio la posibilidad de diseñar con fuerzas reducidas y, más adelante, hablar de criterios de control de daños en la estructura debido a la demanda sísmica.

Ya con el pasar del tiempo se ha visto que, a pesar de que algunas estructuras fueron diseñadas con capacidades inferiores a las que requerirían para que se comportase elásticamente durante la acción sísmica, estas estructuras respondieron con deformaciones inelásticas (en algunos de sus elementos componentes) de manera que sobrevivieron al sismo con ciertos niveles de daño. Sin embargo, también se han visto casos en los que algunas estructuras han desarrollado niveles de deformaciones inelásticas que representan daños severos y la reducción significativa de la resistencia de la estructura.

Tradicionalmente el diseño sísmico estructural ha sido basado, fundamentalmente, por fuerzas. Pero, en la actualidad diseñamos estructuras para niveles de fuerza, debido a sismos, menores a los que se obtendrían en un análisis netamente elástico; esto ocurre porque entendemos que un buen diseño estructural es aquel que posee comportamiento dúctil y se puede deformar inelásticamente sin pérdida considerable de su resistencia. Esto implica en algunos casos daño pero no colapso.

2.2 ANÁLISIS SÍSMICO BASADO EN FUERZAS

Por la importancia de algunas estructuras, éstas han de requerir que su diseño y análisis sea del tipo lineal elástico. Estas estructuras de respuesta elástica no requieren una metodología muy complicada al enfrentar su análisis y/o diseño, puesto que se espera que respondan según la teoría básica de la elasticidad.

Para una estructura con respuesta elástica lineal la máxima fuerza desarrollada, F_{el} , está relacionada a una única deformación, Δ_{max} , siendo en este caso indistinto el uso de métodos por fuerzas o desplazamientos.

Sin embargo, para una estructura con respuesta inelástica se observa que los niveles de resistencia última son afectados por un factor de reducción, R_2 ó R_3 , relativo al nivel de respuesta elástico, según se muestra en la figura 2.1. Ésta es una simplificación, dicho factor de reducción trata de incorporar la propiedad inelástica que, se sabe, posee el sistema luego de que se alcanza ciertos niveles de demanda.

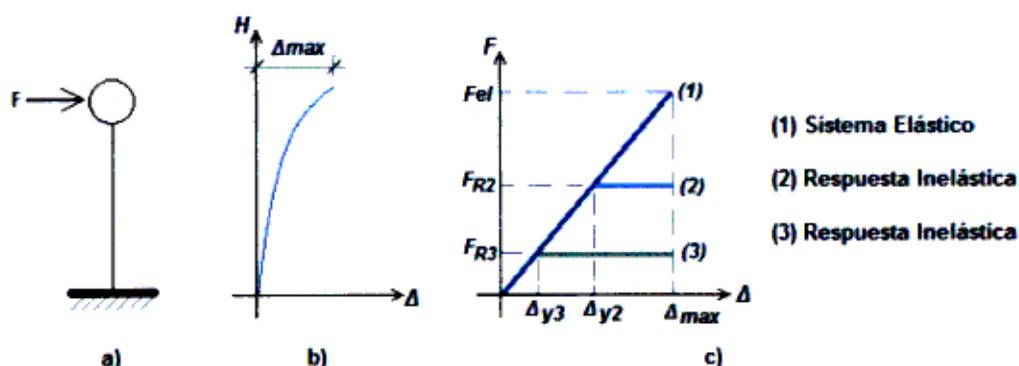


Figura 2.1 Idealización del Sistema Estructural. a) Sistema de un grado de libertad. b) Perfil de deformación. c) Relación Fuerza-Desplazamiento en el tope de la estructura.

Esta técnica resulta muy práctica y, en ocasiones, parece haber dado buenos resultados en los diseños de algunas estructuras. Pero esto no siempre es así. A veces encontramos estructuras complejas en su configuración y composición estructural y en la realidad terminan comportándose de manera muy distinta a la que podríamos haber previsto. Esto se debe, en parte, a que la técnica descrita anteriormente para tratar de simular el comportamiento inelástico de una estructura presenta en ciertos casos algunas debilidades o problemas.

Algunos problemas con el diseño sísmico basado en fuerzas

Un problema fundamental con el diseño basado en fuerzas, particularmente cuando tratamos con estructuras de concreto y mampostería reforzada, es la selección apropiada de los miembros que aportan rigidez. La rigidez de un miembro o componente está basada, comúnmente, en la geometría de la sección transversal y, en otras ocasiones, por consideraciones de agrietamiento. Claramente, el valor de la rigidez asumida afecta significativamente el diseño por fuerzas.

El pre-dimensionamiento hecho en el diseño tiene influencia sobre el porcentaje de la fuerza que cada elemento toma del total de la fuerza sísmica. Este porcentaje se da en proporción de la rigidez que corresponda a cada miembro que compone la estructura. Pero esta rigidez asumida para cada elemento ha de ser válida hasta cierto nivel de demanda, luego es posible que algunos elementos componentes de la estructura cambien su rigidez asumida antes que otros.

Tradicionalmente asumimos que la rigidez es independiente de la resistencia para una sección dada. Para examinar esta suposición consideremos la rigidez a flexión, la cual puede ser adecuadamente estimada de la relación momento-curvatura, en concordancia con la ecuación de la viga:

$$EI = Mn/\phi_y$$

Donde Mn es la capacidad de momento nominal y ϕ_y es la curvatura de fluencia, basada en la representación bi-lineal del momento-curvatura.

La suposición de la rigidez constante de un miembro implica que la curvatura es directamente proporcional a la resistencia por flexión (ver figura

2.2). Sin embargo, análisis detallados y evidencia experimental muestran que esta suposición es inválida; siendo la rigidez sensiblemente proporcional a la resistencia y la curvatura de fluencia esencialmente independiente de la resistencia, para una sección dada (ver figura 2.2).

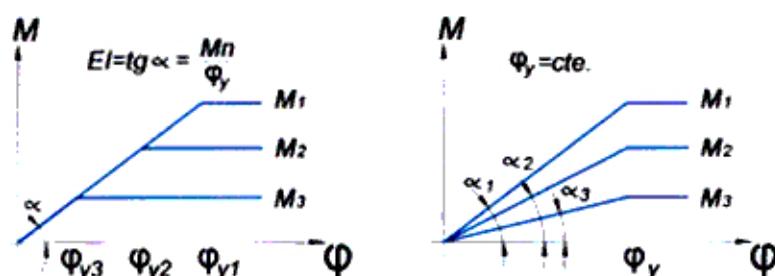


Figura 2.2 Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura. Izquierda: Hipótesis usualmente asumida en el diseño. Derecha: Condición realista.

Como consecuencia de esto, no es posible obtener un resultado exacto del periodo elástico del sistema ni de la distribución elástica de la resistencia de la estructura hasta que la resistencia de cada uno de sus componentes estructurales haya sido calculada previamente con el cuidado del caso [9].

Un principio clave en el diseño basado en fuerzas, en la práctica común, es que un único valor del factor de reducción de la fuerza sísmica puede ser asignado para distintos sistemas estructurales que tienen en común la misma tipología. Así, dependiendo del código de diseño que se esté usando, factores de reducción de 8 y 4 podrían ser usados para sistemas de pórticos de concreto armado y albañilería, respectivamente. Sin embargo esta práctica podría resultar inapropiada cuando enfrentamos sistemas complejos como el que se muestra en la figura 2.3.

Como se puede notar, al usar un único factor de reducción de la fuerza sísmica para todo el sistema estamos sugiriendo que todos los elementos del sistema han de comportarse igual. Sin embargo, algunos elementos componentes de la estructura van a alcanzar su resistencia última antes que otros y su aporte a la rigidez global del sistema será, para entonces, despreciable.

En la figura 2.3, se muestra un sistema aporticado con elementos que poseen la misma sección geométrica, aunque podrían tener distintos refuerzos. Como se puede comprobar fácilmente, la columna de altura H_1 , en el primer piso, va a tomar más fuerza cortante que el resto de las columnas del mismo nivel ante la acción de fuerzas laterales. Dependiendo de la exigencia que las cargas aplicadas impongan sobre la estructura, dicha columna podría llegar a sufrir una degradación importante en su rigidez y, de esta manera, dejaría de ser un elemento que aporta a la rigidez lateral del sistema, mientras las otras columnas siguen en pie para soportar la acción de las cargas persistentes.

Ante la demanda sísmica algunas columnas (como las más cortas) van a presentar mayor rigidez lateral que otras y van a presentar menor capacidad de ductilidad por desplazamiento. Por tanto, el uso de un único valor de reducción de la fuerza sísmica " R " podría estar obviando esta diferencia de comportamiento entre las columnas más cortas y las más largas. Sin embargo, se deberían tener claras las diferencias que existen entre los distintos elementos para comportarse como parte de una estructura global.

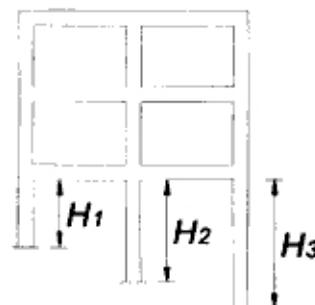


Figura 2.3 Esquema de un sistema estructural tipo aporticado con elementos que poseen distintas rigideces laterales.

Cuando enfrentamos un análisis o diseño basado por fuerzas, al hacer la reducción de la fuerza sísmica contamos con un intervalo de deformación de la estructura para un mismo nivel de resistencia última. Otro problema que surge aquí es que, para el mismo nivel de resistencia última, la estructura podría estarse deformando con un nivel de daño que es poco o nada legible vía esta metodología. Como estos, algunos otros ejemplos de debilidades con las que cuenta el análisis y diseño de estructuras, por el método de fuerzas, son señalados por Priestley et. al. (2007) [9].

2.3 ANÁLISIS SÍSMICO BASADO EN MÉTODOS NO LINEALES

Con la experiencia que los ingenieros han adquirido de investigaciones y eventos pasados, hoy sabemos que muchos de los sismos que ocurren pueden dañar severamente las edificaciones, causando en éstas comportamiento inelástico que disipa energía. La suposición de que los edificios responden elásticamente simplifica el trabajo del ingeniero pero dificulta el entendimiento básico del comportamiento real de la estructura.

El uso de procedimientos tradicionales para el análisis de las edificaciones existentes puede llevar a conclusiones erróneas y/o asumir costos innecesariamente altos para reforzamientos.

Procedimientos de análisis relativamente nuevos ayudan a describir el comportamiento inelástico de los componentes estructurales de un edificio. Estas técnicas pueden estimar, con mayor precisión, el comportamiento real de un edificio durante un movimiento específico del suelo.

Algunos de estos métodos, como el método N2 (Fajfar, 2000) o el método de la estructura sustituta (Chopra & Goel, 1999) por mencionar algunos, buscan incorporar las características no-lineales del comportamiento de una estructura en su análisis. Pero todos estos métodos tienen mucho en común en cuanto a la necesidad de contar con información referida al comportamiento de los elementos componentes. Deben manejarse bien los conceptos sobre la ductilidad de los materiales, la ductilidad de los elementos y la ductilidad de la misma estructura. Debe tenerse familiaridad con la construcción de los gráficos que relacionan el momento flector con la curvatura ya que de estos se infieren otros tipos de gráficos que serán de utilidad para describir la relación entre las demandas impuestas en los elementos componentes, y sobre la misma estructura en consecuencia, con la respuesta de los mismos.

2.3.1 Ductilidad y tipos de ductilidad

Esta propiedad está referida a la capacidad que posee una estructura, elemento o material, para deformarse inelásticamente (más allá de la deformación de fluencia) sin perder de manera significativa su resistencia debido a la demanda impuesta por fuerzas externas o inducidas. Esta capacidad puede

ser medida por el cociente de las deformaciones últimas entre las deformaciones de fluencia. Estas deformaciones pueden ser medidas como desplazamientos, giros, curvaturas, etc. y son debidas a fuerzas inerciales, cortantes, cargas axiales, momentos...

El cálculo de la ductilidad de la estructura global podría ser llevado a cabo mediante un análisis estático incremental (pushover) o por medio de análisis dinámicos, que son más complejos en su desarrollo pero más confiables. En algunos casos, en los que se opta por los análisis estáticos, se suele idealizar el comportamiento global como un mecanismo rígido-plástico. Pero, a pesar de ser más sencillo, el análisis estático incremental está sujeto a varias suposiciones que el ingeniero estructural deberá enfrentar para obtener la mejor idealización [1].

En estos tiempos, a diferencia de décadas pasadas, ya se cuenta con una vasta información referida al comportamiento de los materiales y su influencia en el comportamiento de una estructura, pasando por el comportamiento de cada uno de los elementos que la componen.

Así, los siguientes tipos de ductilidad referidas a la capacidad de la estructura y de sus elementos componentes se pueden distinguir [7]:

- *Ductilidad del material* (o ductilidad axial), la cual caracteriza las deformaciones plásticas del material.
- *Ductilidad de la sección transversal* (o ductilidad de curvatura), la cual es referida a las deformaciones de la sección donde se considera el aporte e interacción entre los materiales que componen dicha sección.
- *Ductilidad de los miembros* (o ductilidad de rotación), la cual es referida a las propiedades de cada miembro componente de la estructura.
- *Ductilidad de la estructura* (o ductilidad de desplazamiento), la cual considera el comportamiento de la estructura global.

Así se tiene claro, por ejemplo, que si se espera que un elemento de concreto armado se comporte de manera dúctil, pues por lo menos alguno de los materiales que lo componen ha de tener dicha propiedad. Se sabe que un elemento con buen confinamiento lateral (por medio de estribos o zunchos), en

las zonas de mayor sollicitación, muestra un incremento importante en la capacidad de ductilidad. Se conoce también que un elemento con carga axial reduce su capacidad de ductilidad; pero, para niveles bajos de dicha carga axial, puede sufrir un ligero incremento en su resistencia última. Sin embargo, especialmente en el caso de columnas, es necesario contar con un buen detalle del confinamiento lateral cuando dicha carga axial supera el 10% de la capacidad última, para garantizar un mejor comportamiento dúctil de la sección crítica.

TIPO DE DUCTILIDAD	REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA	DEFINICIÓN
DUCTILIDAD DEL MATERIAL (AXIAL)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_r}$
DUCTILIDAD DE LA SECCIÓN (CURVATURA)		$\mu_x = \frac{X_u}{X_y}$
DUCTILIDAD DEL MIEMBRO (ROTACIÓN)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA (DESPLAZAMIENTO)		$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Figura 2.4 Tipos de ductilidad.

Por otro lado, para evaluar la *ductilidad requerida*, es necesario recoger la información pertinente referida a las *condiciones de sitio*. En ocasiones, dependiendo del nivel de coincidencia de los periodos del movimiento del terreno de fundación con los periodos de las estructuras, emplazadas sobre dichos terrenos, un efecto de amplificación de la ductilidad requerida (de demanda) ha de ser tomado en cuenta. Así, las condiciones de sitio, la distancia a la fuente de excitación y algunos otros factores relacionados a la geografía y geología del suelo, han de influenciar en la ductilidad requerida.

2.3.2 Relación momento-curvatura

En las regiones donde la actividad sísmica es parte de la realidad el entendimiento sobre el comportamiento de las estructuras cobra mayor importancia. En la actualidad, muchas estructuras son diseñadas para soportar los embates de la demanda sísmica permitiéndose que éstas experimenten deformaciones plásticas que se traducen en la disipación de la energía absorbida. La medida de estas deformaciones puede ser traducida en rotaciones o desplazamientos por flexión de los miembros que componen la estructura. La deformación de los miembros a flexión en la cedencia y en el momento último dependen principalmente de la relación momento-curvatura.

La figura 2.5 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c y la deformación del acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión.

Considerando únicamente un pequeño elemento de longitud dx del elemento, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento:

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c \cdot dx}{kd} \quad \text{Pero: } \varphi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd}$$

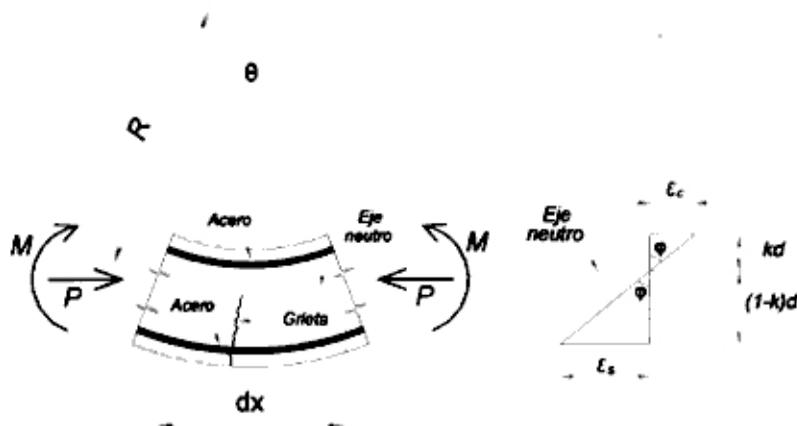


Figura 2.5 Deformación de un miembro a flexión. Izquierda: Elemento del miembro. Derecha: Distribución de deformaciones unitarias.

Entonces, $1/R$ es la curvatura (la rotación por unidad de longitud) y está dada por el símbolo φ .

Es posible deducir curvas momento-curvatura para secciones de concreto reforzado con flexión y carga axial, en base a suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión. Se supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión y que se conocen las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero. Las curvaturas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden determinarse utilizando estas suposiciones y a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de las fuerzas.

Una descripción detallada para entender este proceso se encuentra en la referencia bibliográfica [8].

A partir de las relaciones momento-curvatura es posible calcular la rotación y deflexión de un miembro integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la relación:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi \cdot dx$$

proporciona la rotación entre dos puntos cualesquiera A y B del miembro en que dx es un elemento de longitud del miembro (ver figura 2.6).

La rotación $d\theta$ es igual a $\varphi \cdot dx$, en que φ es la curvatura del elemento. La deflexión transversal $d\Delta$ en el punto A , desde la tangente al eje del miembro en el extremo empotrado B , debido a la rotación $d\theta$ entre los extremos del elemento, es $x \cdot d\theta$ ó $x \cdot \varphi \cdot dx$. Entonces, la deflexión total entre A y B es:

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \cdot \varphi \cdot dx$$

Cabe notar, en este punto, que las formulaciones mostradas ignoran el efecto del aumento de rigidez de los miembros, debido a la tensión que transmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al cortante y por deslizamiento de adherencia del refuerzo.

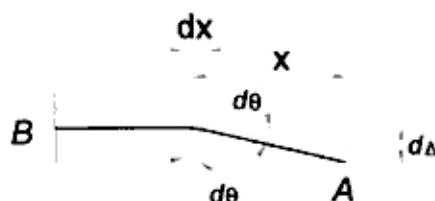


Figura 2.6 Deflexión debida a deformación por flexión de un elemento.

2.3.3 Capacidad, Demanda y Desempeño de una estructura

La “capacidad” está dada por la historia de la resistencia de la estructura conforme alcanza ciertos niveles de deformación, aún más allá de su comportamiento elástico.

La “demanda” es medida a partir de la excitación del suelo de fundación que produce patrones de deformación en la estructura, medida por desplazamientos, por ejemplo.

Luego de haber definido las curvas de capacidad y demanda, en un formato en el que ambas son leídas en las mismas coordenadas, el nivel de “desempeño” (*performance*) puede ser juzgado para verificar que la estructura (y los componentes no estructurales) responderán de manera adecuada según los límites de aceptabilidad.

La tendencia actual de la ingeniería sísmica es la de buscar un mejor control del desempeño de una edificación sujeta a distintos niveles de intensidad sísmica. Si bien el objetivo del diseño sísmico siempre ha sido el de concebir estructuras que tengan un comportamiento, o un “desempeño”, favorable ante eventos sísmicos, el criterio actual de diseño sísmico basado en el desempeño pretende no sólo predecir de manera más clara el comportamiento estructural sino incluso controlarlo, con el objeto de asegurar un desempeño adecuado acorde con la funcionalidad e importancia de la edificación.

El diseño sísmico por desempeño, en su concepción actual, se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, aseguramiento y detallado para sus componentes estructurales y no estructurales, y el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y

mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará mas allá de ciertos estados límites u otros estados de utilidad (Vision 2000).

La idea esencial de esta filosofía es que una edificación diseñada con estos criterios sea capaz de tener un desempeño adecuado cuando ésta se encuentre sujeta a demandas sísmicas asociadas a intensidades de diseño correspondientes al sitio en que se encuentra emplazada. Así, en la actualidad, para los niveles de desempeño que debiera presentar una estructura ante una demanda sísmica, el Comité Vision 2000 define las siguientes clasificaciones:

Ocupación inmediata (IO): Nivel de desempeño en el que se espera que las edificaciones presenten daño nulo o de escasa magnitud en sus elementos estructurales y un daño mínimo en los componentes no estructurales. La edificación es segura para la reocupación inmediata luego de la ocurrencia de un sismo fuerte, la reutilización de los servicios es también inmediata y el riesgo de pérdidas de vidas humanas es muy bajo.

Seguridad de vida (LS): En este estado límite los edificios pueden presentar daño significativo en componentes estructurales y no estructurales. Existe la posibilidad de que antes de utilizar de nuevo la edificación se tenga la necesidad de hacer reparaciones. Sin embargo, en algunos casos el daño será de tal magnitud que la reparación será económicamente impráctica. El riesgo de pérdida de vidas en este nivel de desempeño es bajo.

Prevención del colapso (CP): En este nivel se espera que la edificación sufra daños significativos en sus componentes estructurales y no estructurales. Debido a la falla de estos últimos, la seguridad de la vida de los ocupantes no es garantizada, pero considerando que la estructura del edificio no colapsará totalmente, se espera que las pérdidas humanas no sean de gran magnitud. La estructura difícilmente podrá ser reparada y no es segura para la reocupación, incluso, muchos de los edificios que alcancen este estado límite tendrán pérdidas económicas totales.

Para saber si la estructura de una edificación cae en una u otra de las clasificaciones descritas, algunos ingenieros usan como parámetros indicadores del desempeño las distorsiones de entrepiso que alcanzaría la edificación bajo el nivel de sollicitación sísmica de evaluación. Pero las distorsiones de entrepiso no

son los únicos indicadores del nivel de desempeño; así hoy se cuenta, también, con los criterios de aceptación del FEMA relativos al daño que se pudiera presentar en los distintos elementos que componen la estructura. Los cuadros A.1 y A.2, que se encuentran adjuntos en el anexo 2, indican los límites establecidos de rotación plástica para los elementos tipo viga y columna para ciertos niveles de desempeño [6].

2.3.4 Procedimientos de análisis estático no-lineal simplificado

Como ya se mencionó anteriormente, los análisis que se saben más precisos y confiables son aquellos que tratan de incorporar en su desarrollo todas las características de la estructura y de la demanda. En ese sentido, lo más recomendable sería realizar análisis del tipo dinámicos no-lineales. Sin embargo, a pesar de los avances con que se cuenta en la actualidad, en cuanto al conocimiento dinámico de las estructuras y el aporte de los programas de cómputo que ayudan a enfrentar los cálculos complejos, aún se tienen limitaciones que no hacen posible la utilización de este tipo de análisis en todos los casos.

Debido a lo anterior, y ante la necesidad de contar con herramientas accesibles a los ingenieros, en el tiempo se han desarrollado varios procedimientos simplificados de análisis no-lineal para evaluar el comportamiento sísmico de estructuras de edificios en tres dimensiones. La mayoría de estos estudios se basan en análisis del empujón en dos dimensiones en los que la estructura tridimensional se evalúa a partir de las curvas de comportamiento de los marcos planos que la forman.

A partir de la generación de la curva de capacidad, mediante la utilización de estos procedimientos de análisis estático no-lineales, se puede proporcionar información acerca de la rigidez inicial, de la rigidez de post-fluencia, de la resistencia de la estructura y de la evolución del daño hasta el colapso para niveles crecientes de cortante basal [1].

La naturaleza de estas metodologías que simplifican el trabajo de análisis las hace susceptibles de cargar con ciertos errores en la obtención de los

resultados pero, por diversos estudios realizados, se sabe que se pueden lograr buenas aproximaciones a la respuesta real.

2.3.5 Esquema típico del flujo de trabajos a realizar en el análisis no-lineal simplificado

La figura 2.7 se muestra, a manera de ayuda gráfica, el flujo de trabajo a realizarse para encontrar la Capacidad de la estructura. A partir de este punto, existen una variedad de propuestas para encontrar el punto de Desempeño de la misma. Hoy encontramos métodos, como el método N2 (Fajfar, 2000), el método de la estructura sustituta (Chopra & Goel, 1999) o el método del Espectro de Capacidad (ATC40, 1996), que proponen distintas formulaciones o técnicas para reducir la respuesta estructural a una equivalente de un grado de libertad (1GDL). Para el presente trabajo se ha elegido una de estas, por su práctica aplicación y entendimiento, que será descrita en el capítulo siguiente.

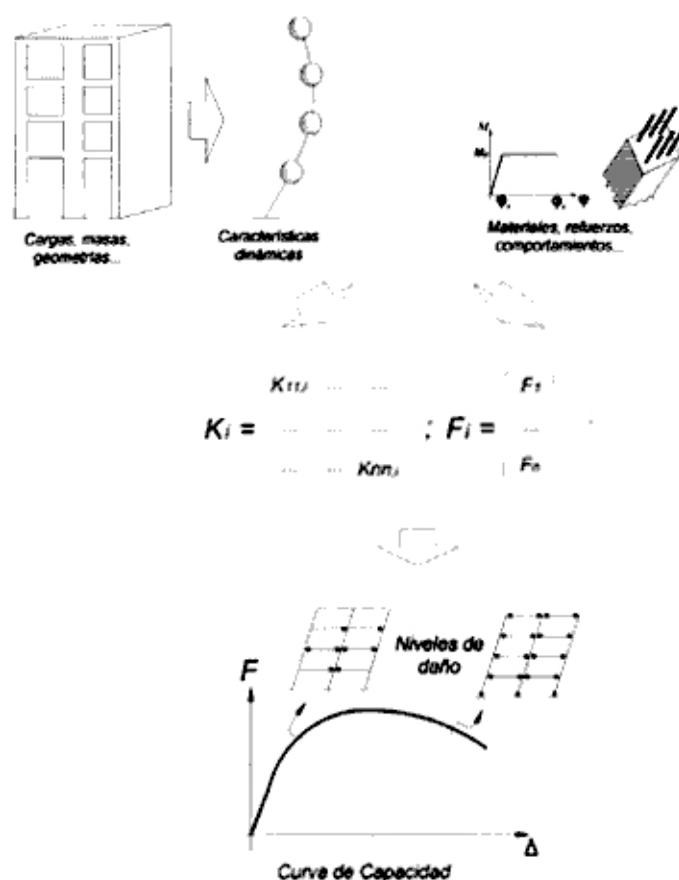


Figura 2.7 Pasos típicos a seguir en el análisis no-lineal simplificado.

CAPÍTULO III: MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

3.1 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

La capacidad de la estructura puede ser representada por una curva *pushover*. Ésta representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Por lo general se usa un patrón de distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical del edificio, que corresponde a la primera forma modal. Este proceso es independiente del método usado para el cálculo de la demanda y proporciona información valiosa para el ingeniero estructural.

La capacidad general de una estructura depende de la resistencia y la habilidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. Este procedimiento usa una serie de secuencias de análisis elásticos superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de la estructura.

A diferencia del análisis estático lineal, en estructuras de concreto armado, esta técnica implica el conocimiento del refuerzo en cada sección de los elementos que componen la estructura a ser analizada. Esto se debe a que el refuerzo (o la cuantía asociada) es influyente en la determinación del momento plástico. Como herramientas para afrontar este tipo de análisis, se recomienda tener cierta familiaridad con la determinación del momento plástico de una sección de concreto armado ya sea con la construcción de gráficas de momento-curvatura o momento-rotación, además del planteamiento adecuado del sistema de ecuaciones que caracterizan a la estructura que será afectada por fuerzas externas (esto haciendo uso de análisis matricial por ejemplo).

El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos de los componentes estructurales. Una distribución de la fuerza lateral es aplicada, nuevamente, hasta la ocurrencia significativa de la fluencia de otros componentes estructurales. Este proceso es continuado hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que límites preestablecidos son alcanzados [1].

El procedimiento del *pushover* ha sido presentado en una variedad de formas para uso en una variedad de metodologías. Como el nombre lo implica,

el procedimiento consiste en una serie de empujones horizontales, con un patrón de carga prescrito, incrementalmente, hasta que la estructura alcanza un estado límite. Existen varios niveles de sofisticación que podrían ser usados para el análisis pushover. A continuación se mencionan algunas alternativas de análisis:

- Simplemente, aplicar una fuerza singular horizontal concentrada a nivel del tope (la parte más alta) de la estructura. Esto es razonable, generalmente, en estructuras de un sólo nivel.
- Aplicar fuerzas laterales, a nivel de cada entrepiso, en proporción a lo establecido en el procedimiento estándar del código correspondiente, sin la fuerza concentrada a nivel del tope de la estructura.
- Aplicar fuerzas laterales, a nivel de los entrepisos, en proporción a sus masas y la forma del modo fundamental del modelo elástico de la estructura (por ejemplo: $\omega_1 \cdot \Phi_1 \cdot V / \sum \omega_1 \cdot \Phi_1$)
- Igual que en caso anterior, pero hasta la primera fluencia significativa que represente un cambio importante en la rigidez del sistema. Luego, para cada fase subsecuente, se recalcula el patrón de fuerzas laterales a ser aplicado, según la forma de modo correspondiente al nuevo sistema de rigidez (degradado).

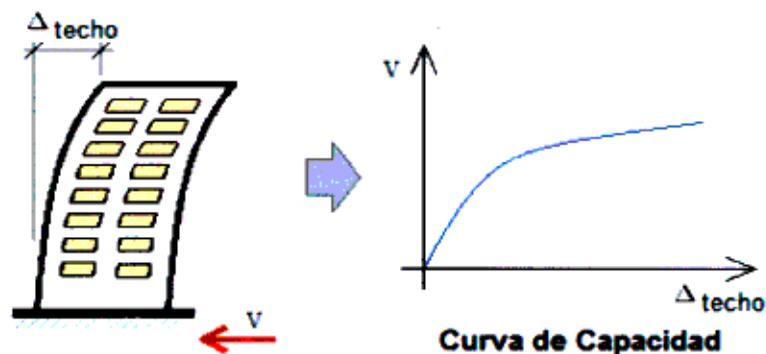


Figura 3.1 Representación de la curva de Capacidad.

3.2 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD AL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual está descrita en términos de la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento (asociado a dicha fuerza) en el tope de la misma, en un espectro de respuesta en el formato de aceleración-desplazamiento (ver figura 3.2) [2].

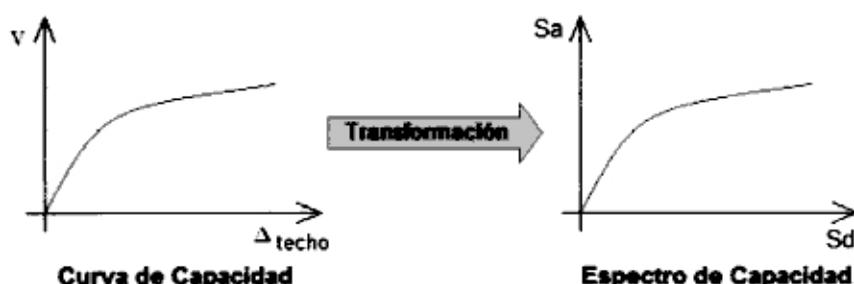


Figura 3.2 Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad.

Para esto será necesario recurrir a las siguientes transformaciones:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}) / g}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}^2) / g} \quad \alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i) / g] \cdot [\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}^2) / g]}$$

$$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \Phi_{techo,1}} \quad Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

Donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo natural

g = Aceleración de la gravedad

ω_i = Peso correspondiente al nivel "i"

$\Phi_{i,1}$ = Coeficiente de forma modal del nivel "i" en el modo "1"

V = Fuerza cortante en la base

W = Carga permanente más un porcentaje de la carga viva, total del edificio

Δ_{techo} = Desplazamiento en el tope de la estructura

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

3.3 OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA

A partir del conocimiento de las condiciones de sitio es posible establecer parámetros que representen dichas condiciones para construir, posteriormente, el espectro de demanda correspondiente a la zona en la que se va a realizar la evaluación estructural. Para el uso del espectro de demanda, éste se debe construir, en primera instancia, sin ningún tipo de reducción, considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica (típicamente del 5%). Luego se construirá una familia de espectros que, partiendo del primero, ayudarán a encontrar el punto de desempeño de la estructura; esta reducción se puede realizar según distintos criterios usados en la actualidad. La explicación de algunos de los procedimientos usados para la reducción del espectro de demanda elástico se presenta con más detalle en la sección siguiente [2].

3.4 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

En resumen, el método del espectro de capacidad busca reducir la curva del espectro elástico de demanda para interceptar la curva de capacidad en coordenadas espectrales y encontrar, de esta manera, el punto de desempeño (*performance point*).

La determinación del punto de desempeño debe satisfacer dos relaciones fundamentales: 1) El punto debe descansar en la curva del espectro de capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado, y 2) el punto debe descansar sobre la curva del espectro de demanda, reducido del espectro elástico (con 5% de amortiguamiento inherente de la estructura), que representa la demanda no-lineal en el mismo desplazamiento estructural.

Para esta metodología, factores de reducción espectral son dados en términos del amortiguamiento efectivo. Un amortiguamiento efectivo aproximado es calculado basado en la forma de la curva de capacidad, el desplazamiento estimado de demanda y el lazo histerético resultante. Probables imperfecciones en los lazos histeréticos de edificaciones reales, incluyendo degradación y efectos de duración, son tomadas en cuenta por valores del amortiguamiento viscoso equivalente, calculado teóricamente.

En general, la determinación del punto de desempeño requiere de un proceso de prueba-error para satisfacer los dos criterios explicados anteriormente. Sin embargo, para este fin, existen diferentes procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo. Estos procedimientos alternativos están basados en el mismo concepto y matemáticamente relacionados pero varían en su dependencia de técnicas analíticas o gráficas [2]. A continuación se describe uno de los procedimientos más usados en la aplicación de este método.

En este procedimiento, una iteración es hecha a mano o con ayuda de una hoja de cálculo para converger al punto de desempeño. Este procedimiento es, tal vez, la aplicación más directa:

1. Desarrollar el espectro de demanda elástico al 5% de amortiguamiento típico.
2. Transformar la curva de capacidad en el espectro de capacidad, usando las formulaciones descritas anteriormente (en el acápite 3.2). Luego, plotear el espectro de capacidad en la misma gráfica que el espectro de demanda.
3. Elegir un punto de desempeño de prueba (a_{pi} ; d_{pi}), tal como se indica en la figura 3.3. Para iniciar el proceso se podría elegir como punto de partida aquel punto sobre el espectro de capacidad que

corresponde al criterio de igualdad de desplazamiento. Podría también iniciarse con algún otro punto sobre la curva que describe el espectro de capacidad, según criterio del ingeniero.

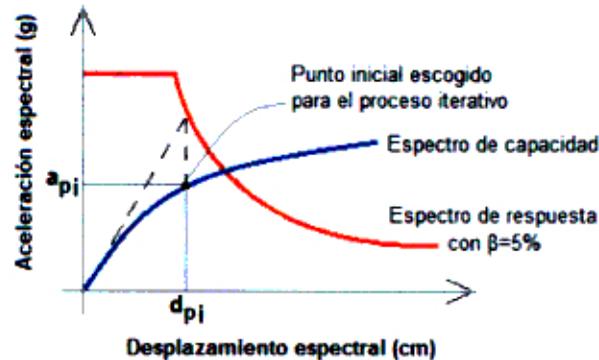


Figura 3.3 Ubicación del punto inicial para el proceso iterativo en la búsqueda del punto de desempeño.

- Desarrollar una representación bi-lineal del espectro de capacidad. Para esto se busca un punto "N", según se ve en la figura 3.4, de manera que el área encerrada por el segmento de la curva del espectro de capacidad, entre los puntos "M" y "P", por encima del eje horizontal de desplazamiento espectral, sea igual al área encerrada por la representación bi-lineal *MNP*. Cuando la condición anteriormente descrita se cumpla, se podrá calcular el área E_{S0} del paralelogramo *PQRS* que representa la energía disipada por un lazo histerético idealizado. También se podrá calcular el área E_D del triángulo *MPd_{pi}* que representa la energía de deformación. Así se obtiene un valor del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} del sistema asociado al desplazamiento máximo. Este amortiguamiento equivalente resulta ser la suma del amortiguamiento inherente a la estructura, típicamente 5%, más un amortiguamiento histerético β_0 calculado según como se muestra a continuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad \rightarrow \quad \beta_0 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

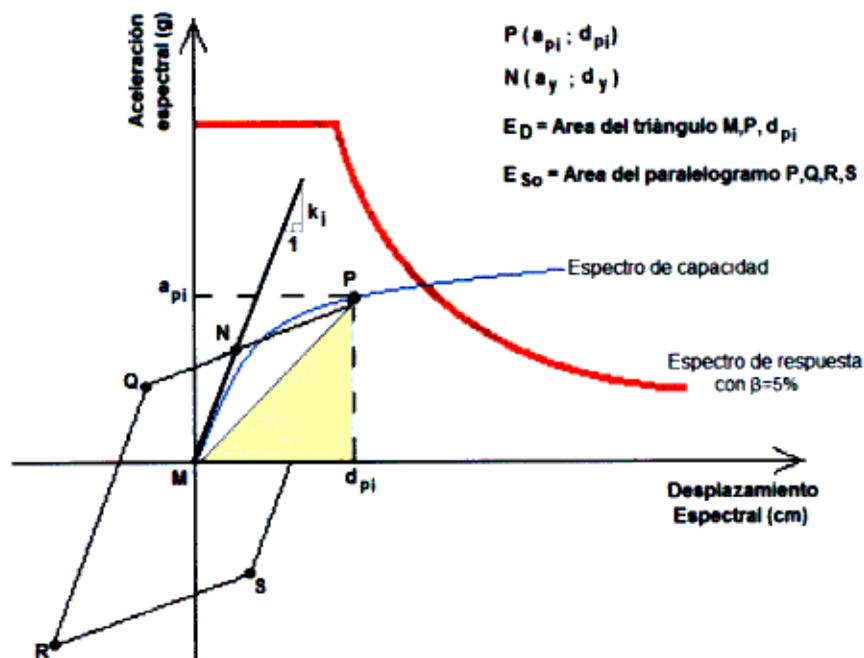


Figura 3.4 Representación bi-lineal del espectro de capacidad por el criterio de igualdad de energía disipada.

- Ahora, a partir del amortiguamiento equivalente encontrado en el paso anterior, se pueden encontrar valores de los factores de reducción espectral usando las relaciones desarrolladas por Newmark & Hall (1982) [3]. Estos factores de reducción espectral, R_a y R_v , permiten encontrar el espectro de demanda reducido (ver figura 3.5). Si el espectro de demanda reducido intercepta a la curva del espectro de capacidad en un punto muy cercano al punto "P" ($a_{pi}; d_{pi}$) escogido al inicio del proceso (se puede admitir un error hasta del 5% dependiendo del criterio del ingeniero evaluador), entonces se habrá encontrado el punto de desempeño; caso contrario, se debe empezar el proceso nuevamente. De ser el caso, podría iniciarse el proceso escogiendo esta vez el punto encontrado en el paso anterior.

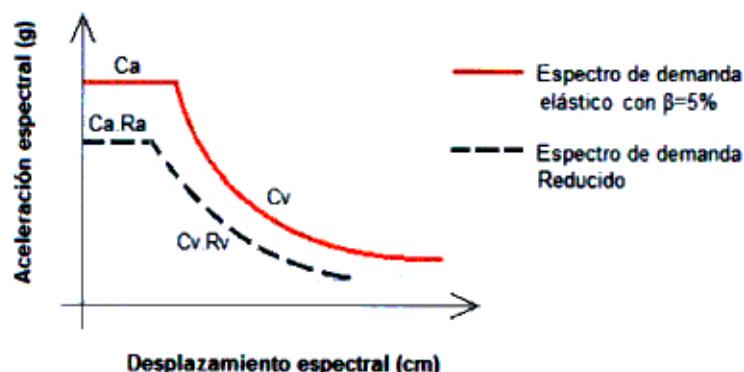


Figura 3.5 Reducción del Espectro de Demanda.

Como se muestra en la figura 3.5, los factores de reducción espectral son usados para transformar el espectro de demanda elástico a un espectro reducido con valores de amortiguamiento mayores al 5%. Pero estos valores de reducción son también una función del tipo de estructura que se está analizando y de la duración del movimiento sísmico al que estaría expuesta dicha estructura. En el cuadro 3.1 se muestra la clasificación de las estructuras para la obtención de los factores de reducción espectral y en el cuadro 3.2 se muestran los valores mínimos que pueden adoptar dichos factores [2].

Cuadro 3.1 Clasificación estructural para la determinación de los factores de reducción espectral.

Duración del evento sísmico	Estructura sin daños importantes	Estructuras con daños intermedios	Estructuras muy dañadas
Corta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Larga	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Cuadro 3.2 Valores mínimos permisibles para los factores de reducción espectral.

Clasificación estructural	Factor Ra	Factor Rv
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

De las experiencias adquiridas por los investigadores se recoge que la idealización para el lazo histerético mostrado en la figura 3.4 es una

aproximación razonable para una edificación relativamente bien dotada de ductilidad, sometida a movimientos sísmicos de corta duración (con poca demanda de ciclos histéreticos como para causar una degradación significativa de los elementos estructurales) y con valores del amortiguamiento viscoso equivalente del orden del 30%. Para otro tipo de condiciones, los resultados del amortiguamiento equivalente viscoso, obtenidos por la formulación antes mostrada, llevan a sobreestimar el comportamiento histéretico de la estructura ya que los lazos de histéresis en estos casos son más bien irregulares y más estrechos (menor área, menor disipación de energía). Así, en la documentación de la ATC40, se propone el concepto del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} para ser consistentes con la degradación del amortiguamiento en los distintos casos que se pudieran presentar en un análisis.

$$\beta_{eff} = \frac{0.637 \cdot k \cdot (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05$$

Nótese que, a diferencia de la formulación anterior para β_{eq} , ahora se ha incorporado un factor k que intenta reducir el valor del amortiguamiento para casos en los que se podrían estar sobreestimando dichos valores del amortiguamiento. El cuadro 3.3 muestra los valores propuestos para k según la clasificación estructural y el amortiguamiento histéretico β_0 .

Cuadro 3.3 Valores para el factor de modificación k del amortiguamiento viscoso.

Clasificación estructural	β_0 (%)	k
Tipo A	menor o igual a 16.25	1.00
Tipo A	mayor a 16.25	$1.13 - 0.51 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	menor o igual a 25	0.67
Tipo B	mayor a 25	$0.845 - 0.446 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	cualquier valor	0.33

Así, las formulaciones para encontrar los coeficientes de reducción espectral, R_a y R_v , se muestran a continuación:

$$R_a = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln\left(\frac{0.637 \cdot k \cdot (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05\right)}{2.12}$$

$$R_v = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln\left(\frac{0.637 \cdot k \cdot (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05\right)}{1.65}$$

Cabe recordar que estos coeficientes en ningún caso deberían ser usados con valores por debajo de los estipulados en el cuadro 3.2 [2].

A pesar de su sencillez, está técnica para reducir el espectro de demanda elástico es cuestionada en cuanto a que no posee sustentación física que relacione la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente. Esto especialmente en el caso de grandes deformaciones inelásticas.

Así, en la actualidad varias propuestas han sido hechas para obtener un valor apropiado del factor de reducción espectral. Una de éstas, presentada por Miranda y Bertero (1994), usada en el método N2 de Fajfar, propone factores de reducción que dependerán del periodo de evaluación "T" [5]:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} ; \quad S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

Con:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \dots \dots \dots \text{si } T < T_C$$

$$R_\mu = \mu \quad \dots \dots \dots \text{si } T \geq T_C$$

Donde:

R_μ = Factor de reducción por ductilidad

S_{ae} = Aceleración espectral elástica

"Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del Espectro de Capacidad".
Bachiller, Fajardo Galliani, César Augusto.

T_c = Periodo de transición entre el dominio de aceleración constante y velocidad constante.

μ = Factor de ductilidad

Cabe notar que, de esta manera, para sistemas con periodos medios a largos la regla de "igual desplazamiento" es aplicable. El desplazamiento inelástico es igual al desplazamiento que corresponde a un sistema lineal con el mismo periodo elástico.

De manera similar al procedimiento descrito anteriormente, en este caso, primero debemos contar con el espectro de demanda elástico y luego suponemos un valor inicial de la ductilidad μ . Con el valor de μ impuesto, se calcula el valor de $R\mu$ y se encuentra el nuevo espectro de demanda reducido que ha de interceptar al espectro de capacidad en un punto específico. Así, se calcula el valor para la ductilidad efectiva, dividiendo el máximo desplazamiento encontrado entre el desplazamiento de fluencia, y se compara con la ductilidad asumida. Si el error es menor a una tolerancia prescrita, entonces se acepta el punto encontrado con la ductilidad asumida al inicio del proceso, en caso contrario se vuelve a probar con otro valor de ductilidad.

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN PARA USO DE HOSPITAL

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A SER EVALUADA

4.1.1 Historia y características de la estructura

El hospital Edgardo Rebagliatti fue inaugurado en 1958 durante el gobierno del general Manuel A. Odría. Fue construido y equipado por la *Caja Nacional del Seguro Social del Empleado*, bajo la gerencia del Sr. Jorge Aubry Bravo. El diseño estructural del hospital fue desarrollado por *Edward D. Stone & A.L. Aydelott Associated Architects* de Memphis Tennessee, USA, en el año de 1952.

Las instalaciones del hospital se encuentran actualmente ubicadas en la esquina de la cuadra 12 de la Av. Salaverry con el Jr. Edgardo Rebagliatti Martins en el distrito de Jesús María (ver figura 4.1). Posee un área construida de 149,052 m² donde destacan 6 edificios principales. Dentro de estos, el edificio principal cuenta con 3 bloques de 14 pisos (Bloques A, B, C).

La construcción del hospital se inició con la colocación de la primera piedra un 20 de Setiembre de 1951 y duró siete años. El costo total de la obra, conjuntamente con el equipamiento, fue de 350 millones de soles de oro, en aquel entonces. En dicha obra se invirtió 7 millones de kilos de acero y 45 mil metros cúbicos de concreto vaciado.

El 27 de noviembre de 1973, se le asigna el nombre de "*Hospital Central No. 2*", para luego cambiar su nombre por el de "*Hospital Nacional Edgardo Rebagliatti Martins*" mediante Resolución No. 81-GC-IPSS-81 del 4 de Febrero de 1981.

El funcionamiento benefició a más de 2'000,000 de asegurados en sus inicios. Al crecer la población asegurada, aumentó progresivamente el número de camas, siendo éste de 711 camas en el año de 1960; 1389 en el año de 1995; y actualmente de alrededor de 1420 camas, sobrepasando su capacidad original. Por esta razón, en el tiempo, se han realizado ampliaciones en la

construcción del hospital. Aumentaron los consultorios y se crearon nuevos servicios. Hoy se sabe que el número de operaciones realizadas es del orden de 36'000 al año.

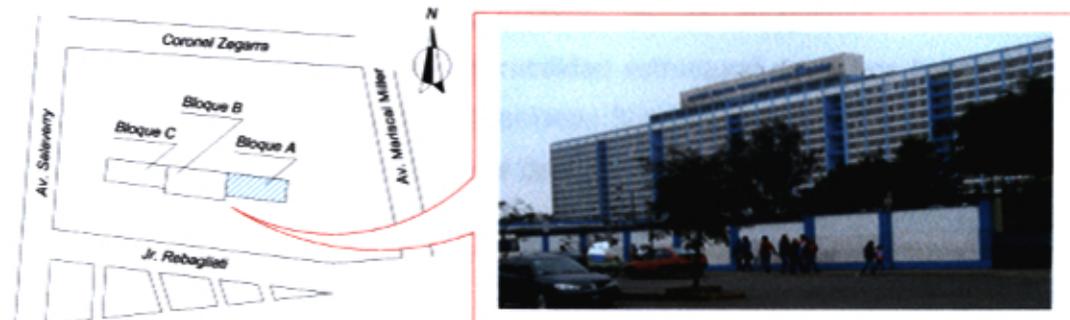


Figura 4.1 Ubicación de las instalaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins.

Como alcance de la presente evaluación, ésta centrará la atención, únicamente, en el estudio de la estructura correspondiente al Bloque "A" (ver figura 4.1). Este edificio tiene un área en planta de aproximadamente $1'168\text{m}^2$ y es de forma rectangular, tiene una altura total de 45.60m, cuenta con 14 pisos y no muestra irregularidades en su dirección vertical (ver figuras 4.2 y 4.3).

En la recopilación de información, y gracias a la división de mantenimiento del Hospital, se pudo contar con la totalidad de los planos estructurales del sistema. Se encontraron planos estructurales de las vigas, columnas y el aligerado, también se encontraron planos de detalles de la distribución del refuerzo en estos. Según los planos originales, la estructura ha sido concebida como aporticada de concreto armado en las dos direcciones principales. Sin embargo, en la actualidad es fácil notar que existen elementos de cerramiento, como son los tabiques de albañilería, que se encuentran confinados por los pórticos principales. Estos elementos, si bien no son parte de la estructura principal, están aportando su masa y rigidez al sistema global.

En la sección siguiente se describen algunas conclusiones realizadas en un estudio previo que hiciera el CISMID (1997) sobre las estructuras del Hospital y se menciona cómo estos elementos de albañilería llegarían a sufrir daños en caso de un eventual movimiento sísmico moderado.

4.1.2 Estudios previos realizados

En el año 1997, la *Organización Panamericana de la Salud (OPS)* y el *Ministerio de Salud*, a través de la *Oficina de Defensa Nacional*, acordaron iniciar el estudio de la vulnerabilidad sísmica de 10 hospitales en el Perú, encargándose el estudio de la vulnerabilidad estructural de dichos hospitales al *Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)* de la *Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)*. Así, en el desarrollo de dicho estudio, se obtuvieron algunos resultados referidos a la edificación que es materia de este estudio.

Como parte del estudio realizado se elaboraron modelos matemáticos de la estructura para someterla a los respectivos análisis lineales, considerando el aporte de la tabiquería alojada en la estructura. Cabe mencionar que los modelos fueron validados con los estudios de microtrepidación que se hicieran en aquel entonces.

De los estudios referidos a los materiales se obtuvo que la resistencia en el concreto es variable con valores entre 300kgf/cm^2 a 200kgf/cm^2 , siendo los elementos ubicados en los niveles inferiores (como las columnas) las que poseen mayor resistencia.

Como parte de las conclusiones derivadas del estudio realizado al edificio del Bloque A se señaló que para eventuales movimientos sísmicos moderados los elementos no estructurales, como los tabiques de albañilería, sufrirían daños por el nivel de distorsión de entrepiso alcanzado, de la misma manera se producirían roturas de los vidrios de ventanas y atascamiento de puertas. El nivel de vulnerabilidad correspondiente a este edificio fue catalogado de mediano. Pero, para sollicitaciones sísmicas mayores la edificación sería altamente vulnerable y con gran probabilidad de daños estructurales.

4.2 APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

Como objeto de estudio, se ha decidido realizar la evaluación estructural, únicamente, del bloque A que es parte de la infraestructura del Hospital. Primero se realizará un análisis dinámico convencional para extraer del mismo las características dinámicas fundamentales de la estructura. Luego se procederá, según la metodología descrita en el capítulo anterior. El análisis se realizará en las dos direcciones principales de la edificación "X" e "Y" (ver figura 4.2).

Para la obtención de la curva de capacidad (*pushover*) se aplicarán patrones de carga de la fuerza lateral que actúa sobre la estructura en consistencia con la forma modal predominante que será hallada en el análisis dinámico elástico inicial.

Para la reducción del espectro de demanda, y la consecuente obtención del punto de desempeño, se compararán los resultados obtenidos por el procedimiento sugerido según el documento del ATC40 con el procedimiento propuesto por Miranda y Bertero, usado por Fajfar en el método N2 [5]. Ambos procedimientos fueron explicados en la sección 3.4.

4.2.1 Análisis dinámico

Los pórticos principales de la estructura (en ejes A, B, C, D, E, F, G, H, I, J y K) son paralelos a la dirección Y, estando espaciados a cada 7.30m aproximadamente; mientras que los pórticos secundarios (en ejes 1, 2, 3 y 4) son paralelos a la dirección X y están espaciados a cada 5.30m aproximadamente (ver figura 4.2).

Las columnas que componen el sistema aporticado del edificio son de distintas secciones y reforzamientos. Las dimensiones de las columnas en la estructura son variables en los distintos niveles, teniendo dimensiones desde 80x110cm² en el primer nivel, hasta 50x50cm² en los últimos niveles. El cuadro de columnas correspondiente a la estructura del edificio se encuentra adjunto en el anexo 1.

Las dimensiones de las vigas y sus refuerzos también son variables en los distintos niveles. Los detalles de estos elementos también se encuentran en el anexo 1.

Las cargas consideradas para el análisis del edificio son:

Carga muerta o permanente

- Losa aligerada de 0.35m de espesor = 0.500 ton/m²
- Peso de acabados = 0.100 ton/m²
- Peso de tabiquería = 0.100 ton/m²
- Peso propio de los elementos de concreto, considerando que el peso específico del concreto es igual a 2.40ton/m³.

Carga viva o sobrecarga (NTE-E20)

- La sobrecarga considerada para las losas del 1° al 13° nivel es igual a:

$$S/C = 0.400 \text{ tonf/m}^2, \text{ en pasillos, y}$$

$$S/C = 0.200 \text{ tonf/m}^2, \text{ en habitaciones}$$

- La sobrecarga considerada para el último nivel es igual a:

$$S/C = 0.100 \text{ tonf/m}^2$$

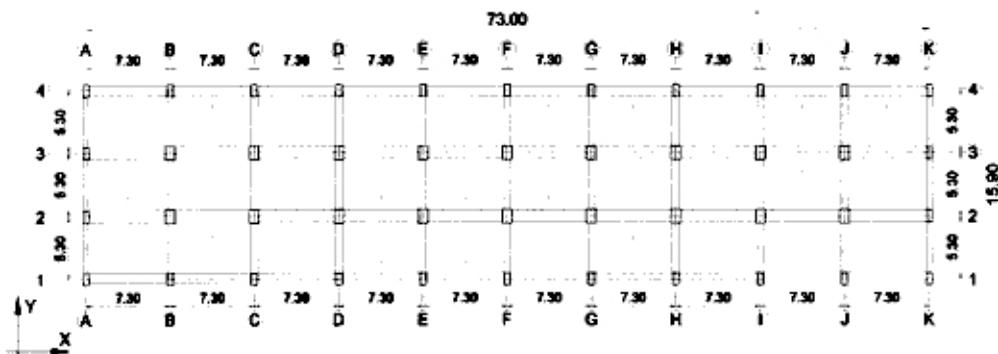


Figura 4.2 Planta típica de la edificación (bloque A)

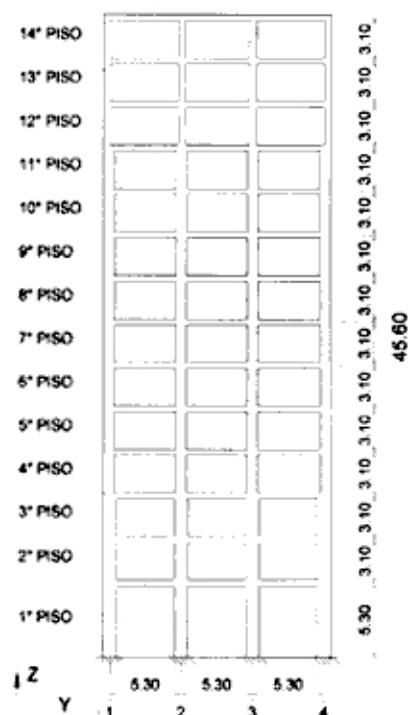


Figura 4.3 Perfil de la edificación (bloque A) en dirección "Y".

Para efectos del cálculo de los pesos a ser considerados en el análisis, se ha procedido según se recomienda en el reglamento (NTE-E30) vigente para este tipo de estructuras: En todos los pisos, excepto en la azotea, se ha considerado el 100% de la carga permanente más un 50% de la carga viva o sobrecarga. En la azotea se ha considerado el 100% de la carga permanente más el 25% de la carga viva o sobrecarga.

Para la representación de la edificación en los análisis siguientes, se ha elaborado un modelo matemático, usando el programa de cómputo SAP2000 (ver figura 4.4), que cuenta con elementos tipo barra (1638 elementos) para la representación de las vigas y columnas; además, se cuenta también con elementos tipo área (420 elementos) para la representación de las losas aligeradas. Las cargas de peso propio de los elementos, sobre la estructura, han sido modeladas a través del peso específico del material que conforman dichos elementos; las cargas muertas adicionales y las cargas vivas han sido colocadas directamente sobre los elementos como cargas distribuidas. El

cuadro 4.1 muestra un resumen de las características de la edificación tomadas en cuenta para los análisis.

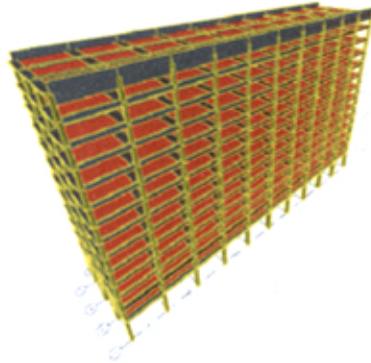


Figura 4.4 Vista del modelo matemático de la edificación.

Cuadro 4.1 Características principales de la edificación.

<u>BLOQUE "A"</u>	
Sistema estructural	: Estructura aporticada de concreto armado.
Número de pisos	: 14
Resistencia promedio del concreto (f_c)	: 200-300 kgf/cm ²
Resistencia a la fluencia del acero (f_y)	: 2'800 kgf/cm ²
Peso en primer piso	: 1'700.00 tonf
Peso en pisos típicos	: 1'1550.00 tonf
Peso en azotea	: 1'000.00 tonf
Altura en primer piso	: 5.30m
Altura en pisos típicos	: 3.10m

Del análisis dinámico realizado se obtuvieron los resultados mostrados en los cuadros siguientes:

Cuadro 4.2 Resultados del análisis dinámico en la dirección "X".

	ω_i (Tonf)	ω_i / g (Ton)	$\Phi_{i,1}$ (---)	$\Phi_{i,2}$ (---)	$\Phi_{i,3}$ (---)
Piso 01	2237	228.03	0.1371	-0.3891	0.6289
Piso 02	2166	220.80	0.2025	-0.5532	0.8302
Piso 03	2166	220.80	0.2741	-0.6900	0.8679
Piso 04	2166	220.80	0.3645	-0.8055	0.7327
Piso 05	2166	220.80	0.4517	-0.8571	0.4214
Piso 06	2166	220.80	0.5358	-0.8359	0.0126
Piso 07	2166	220.80	0.6231	-0.7295	-0.4214
Piso 08	2166	220.80	0.7009	-0.5410	-0.7704
Piso 09	2166	220.80	0.7726	-0.2857	-0.9214
Piso 10	2166	220.80	0.8380	0.0061	-0.8208
Piso 11	2166	220.80	0.8941	0.3009	-0.4906
Piso 12	2166	220.80	0.9470	0.6261	0.0943
Piso 13	2166	220.80	0.9813	0.8693	0.6604
Piso 14	955	97.35	1.0000	1.0000	1.0000
PF _j =			1.353	-0.617	0.215
α_j =			0.8201	0.1582	0.0205
T _j =			1.7400	0.6200	0.3600

Cuadro 4.3 Resultados del análisis dinámico en la dirección "Y".

	ω_i (Tonf)	ω_i / g (Ton)	$\Phi_{i,1}$ (---)	$\Phi_{i,2}$ (---)	$\Phi_{i,3}$ (---)
Piso 01	2237	228.03	0.0678	-0.2278	0.4190
Piso 02	2166	220.80	0.1209	-0.3787	0.6453
Piso 03	2166	220.80	0.1858	-0.5414	0.7982
Piso 04	2166	220.80	0.2714	-0.7130	0.8165
Piso 05	2166	220.80	0.3658	-0.8284	0.6300
Piso 06	2166	220.80	0.4572	-0.8698	0.2752
Piso 07	2166	220.80	0.5516	-0.8195	0.1865
Piso 08	2166	220.80	0.6431	-0.6627	-0.6239
Piso 09	2166	220.80	0.7257	-0.4172	-0.8838
Piso 10	2166	220.80	0.8024	-0.1095	-0.8685
Piso 11	2166	220.80	0.8702	0.2189	-0.5688
Piso 12	2166	220.80	0.9263	0.5503	-0.0183
Piso 13	2166	220.80	0.9705	0.8195	0.5688
Piso 14	955	97.35	1.0000	1.0000	1.0000
PF _j =			1.382	-0.682	0.338
α_j =			0.7591	0.1794	0.0459
T _j =			1.9300	0.6500	0.3700

4.2.2 Análisis pushover

Con el uso del programa de cómputo SAP2000 se han elaborado las curvas de capacidad (*pushover*) para el respectivo análisis en ambas direcciones principales de la edificación. El análisis se ha realizado incluyendo la participación de las cargas gravitacionales.

Para la distribución de las cargas aplicadas a lo largo del eje vertical del edificio, se ha considerado un patrón de cargas correspondiente a la forma predominante de los modos en cada dirección. También ha sido necesario definir cada uno de los elementos que componen la estructura aporticada en cuanto a sus geometrías, materiales y refuerzos, ver anexo 1.

Cuadro 4.4 Datos de la relación fuerza cortante en la base vs. desplazamiento en el tope de la estructura para la curva de capacidad en la dirección principal "X".

Δ_{techo} (cm)	V (tonf)
0.00	0.0
1.85	295.0
3.70	590.0
5.71	865.0
7.22	1081.0
9.07	1209.0
10.92	1307.0
15.62	1475.0
19.65	1593.0
29.00	1868.0
46.90	2320.0
58.00	2615.0

Cuadro 4.5 Datos de la relación fuerza cortante en la base vs. desplazamiento en el tope de la estructura para la curva de capacidad en la dirección principal "Y".

Despl (cm)	V_{base} (tonf)
0.00	0.0
3.90	423.0
7.40	889.0
11.25	1283.0
13.10	1458.0
18.14	1720.0
26.00	2070.0
32.58	2361.0
45.35	2872.0
52.40	3148.0
56.60	3323.0
60.80	3498.0

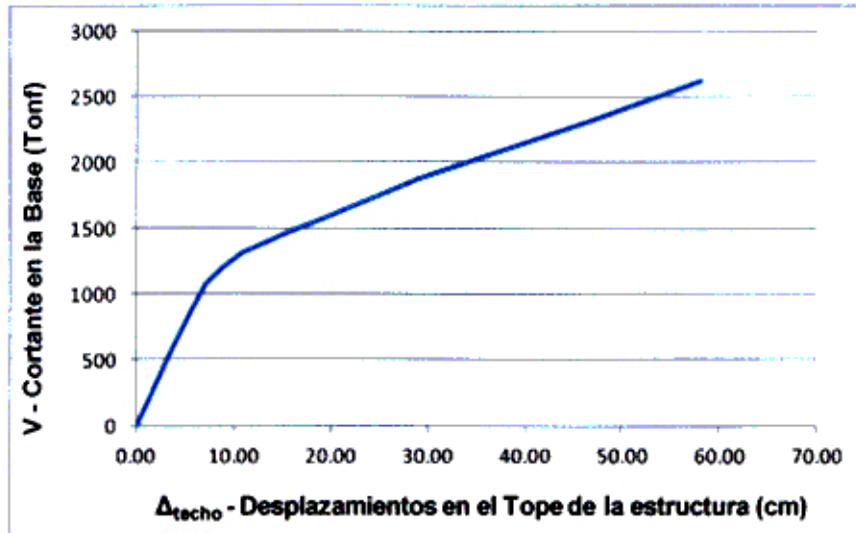


Figura 4.5 Curva de Capacidad (*pushover*) para el análisis en la dirección principal "X".

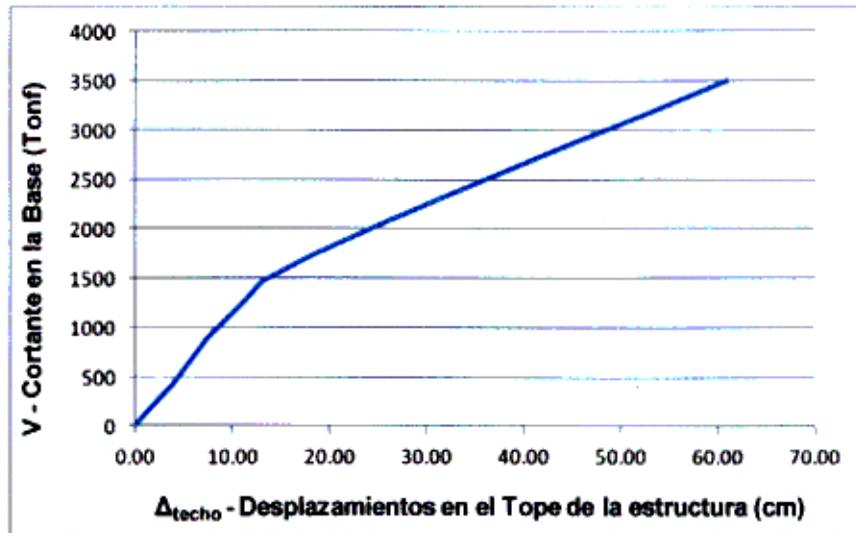
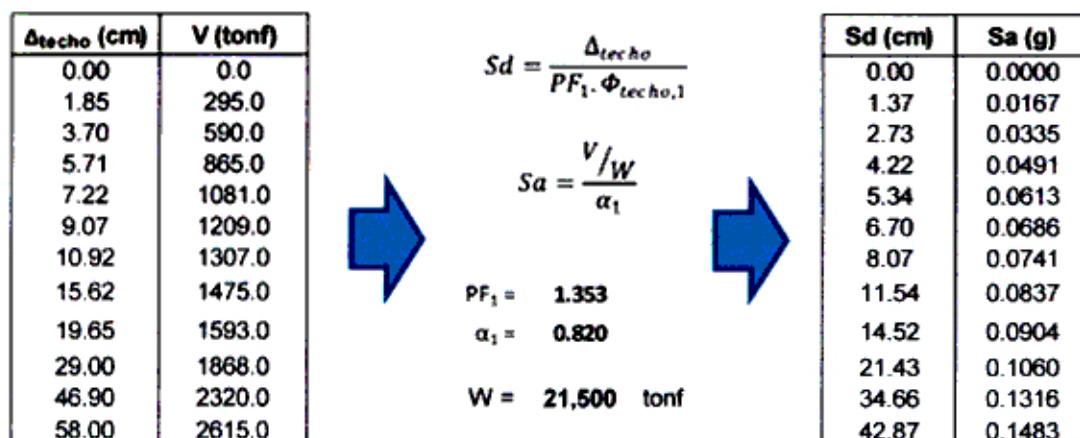


Figura 4.6 Curva de Capacidad (*pushover*) para el análisis en la dirección principal "Y".

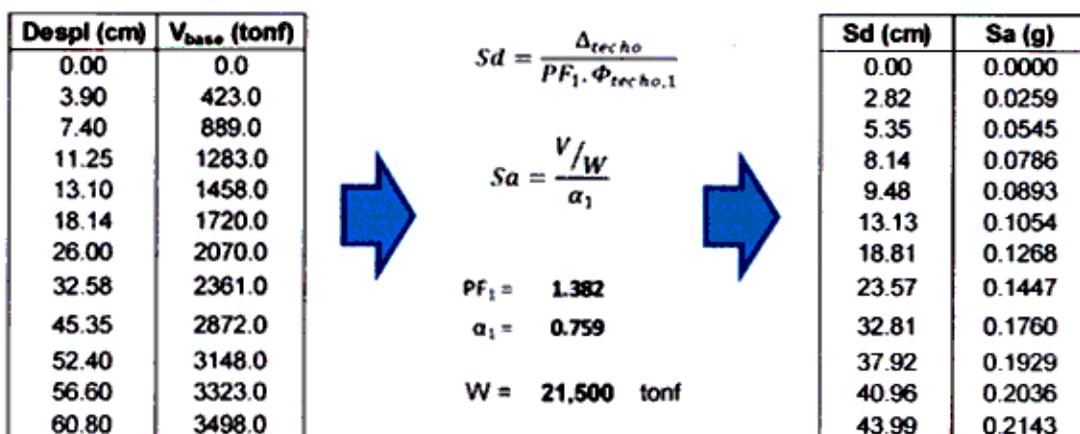
4.2.3 Espectro de capacidad

Para la construcción de los Espectros de Capacidad, en cada una de las direcciones de interés, se han elaborado los siguientes cuadros que muestran las transformaciones hechas:

Cuadro 4.6 Datos de la transformación de coordenadas para obtener el Espectro de Capacidad en la dirección principal "X".



Cuadro 4.7 Datos de la transformación de coordenadas para obtener el Espectro de Capacidad en la dirección principal "Y".



Las figuras 4.7 y 4.8 muestran los resultados gráficos de las transformaciones de las Curvas de Capacidad a los Espectros de Capacidad:

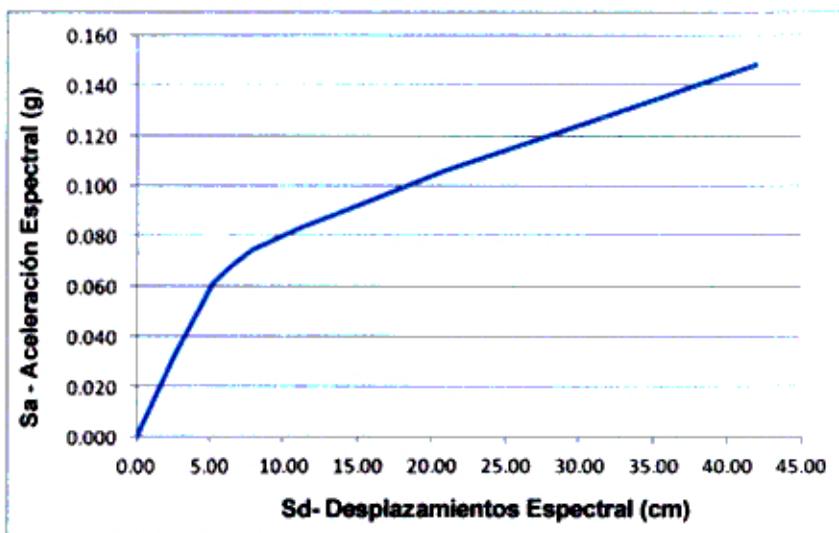


Figura 4.7 Curva del Espectro de Capacidad para el análisis en la dirección principal "X".

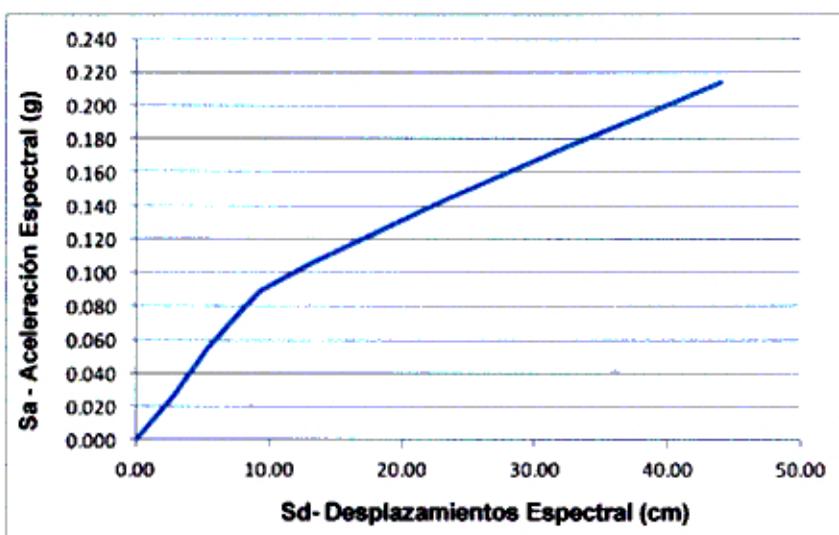


Figura 4.8 Curva del Espectro de Capacidad para el análisis en la dirección principal "Y".

De las gráficas mostradas se ve que la estructura en dirección X exhibe una mayor rigidez inicial pero luego de la etapa elástica inicial la rigidez de la estructura en dirección X decae más rápidamente que la rigidez en dirección Y.

4.2.4 Espectro de demanda

El espectro de capacidad base es el obtenido con los parámetros dispuestos en la norma NTE-E30 vigente. Dicho espectro será usado para el análisis tanto en dirección "X" como en dirección "Y". La figura 4.10 muestra el espectro que será usado en la siguiente parte del análisis:

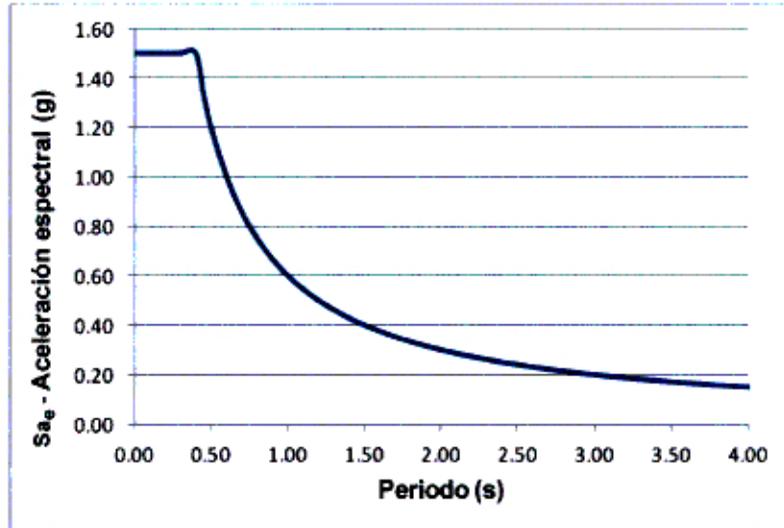


Figura 4.9 Espectro de Demanda elástico con $\beta=5.00\%$
(Formato: Aceleración espectral-Periodo).

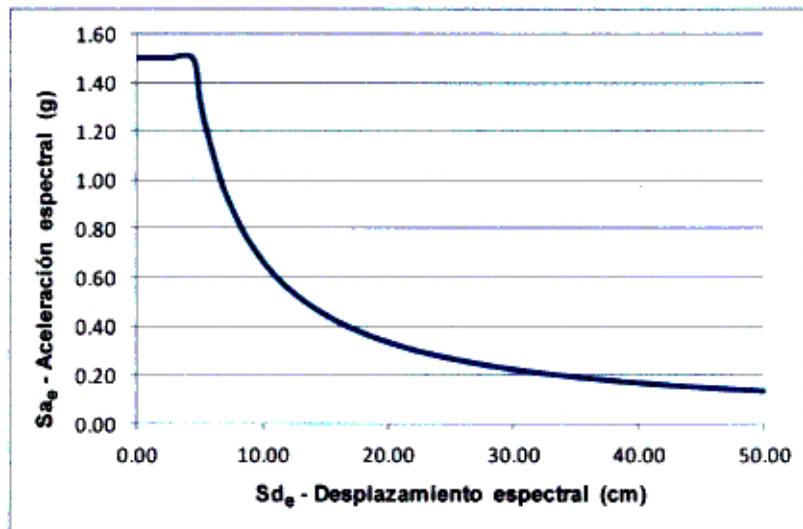


Figura 4.10 Espectro de Demanda elástico con $\beta=5.00\%$
(Formato: Aceleración espectral-Desplazamiento espectral).

Los parámetros sísmicos usados en la creación del espectro de demanda son:

- Z=0.4 (Factor para zona 3)
- U=1.0 (Factor de uso, se considera igual a uno por tratarse de una evaluación y no de un diseño)
- S=1.00 (Tipo de suelo según estudio geotécnico realizado [4])

Nótese que tampoco se ha considerado el uso del factor "R" ya que el proceso de reducción del espectro elástico se hará, en la siguiente sección, según los métodos descritos anteriormente.

4.2.5 Obtención del punto de Desempeño de la Estructura

Haciendo uso del método propuesto por el ATC40 (descrito en la sección 3.4) se obtuvieron los resultados mostrados en las figuras 4.11 y 4.12 para los análisis realizados en dirección "X" e "Y", respectivamente. La estructura ha sido clasificada como tipo B, sin daños importantes y para un evento sísmico de larga duración (ver cuadro 3.1). Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de $R_v = 0.65$ y 0.73 para las direcciones X e Y respectivamente, en el proceso iterativo.

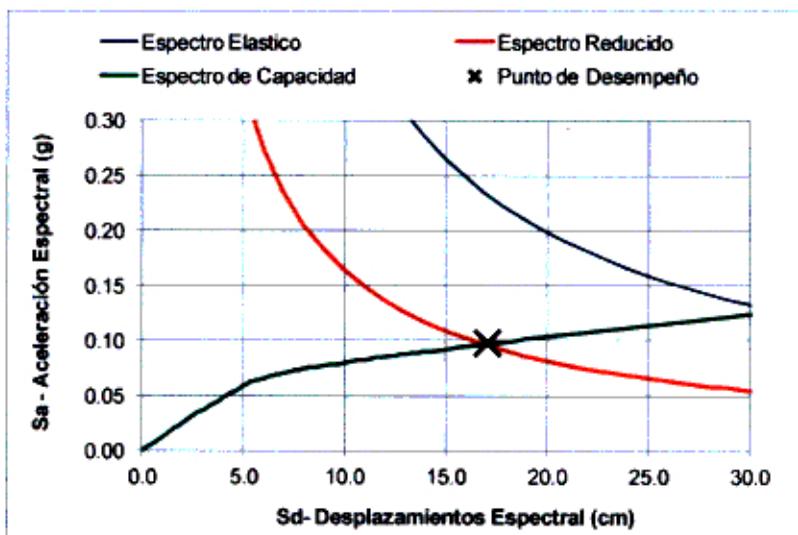


Figura 4.11 Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección principal "X" (por el método del ATC40).

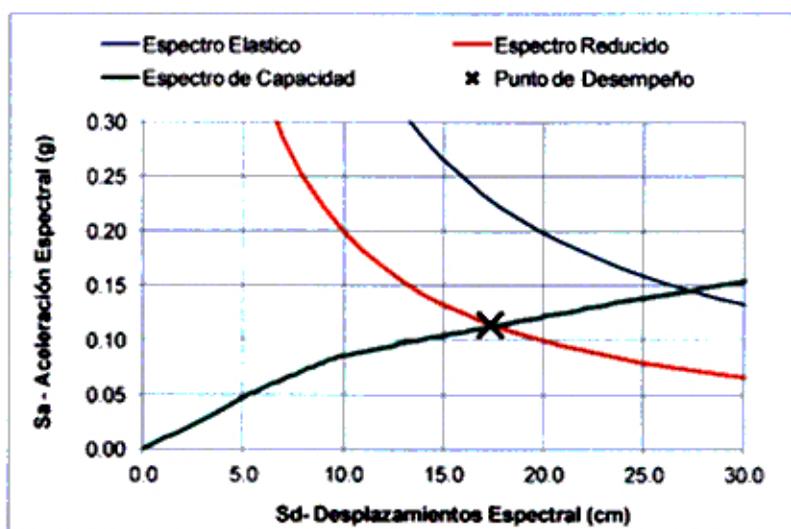


Figura 4.12 Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección principal "Y" (por el método del ATC40).

Haciendo uso del método propuesto por Miranda y Bertero (descrito en la sección 3.4) se obtuvieron los resultados mostrados en las figuras 4.13 y 4.14 para los análisis realizados en dirección "X" e "Y", respectivamente. En el proceso iterativo se encontraron valores de $R_u = 1.65$ y 1.53 para las direcciones X e Y respectivamente.

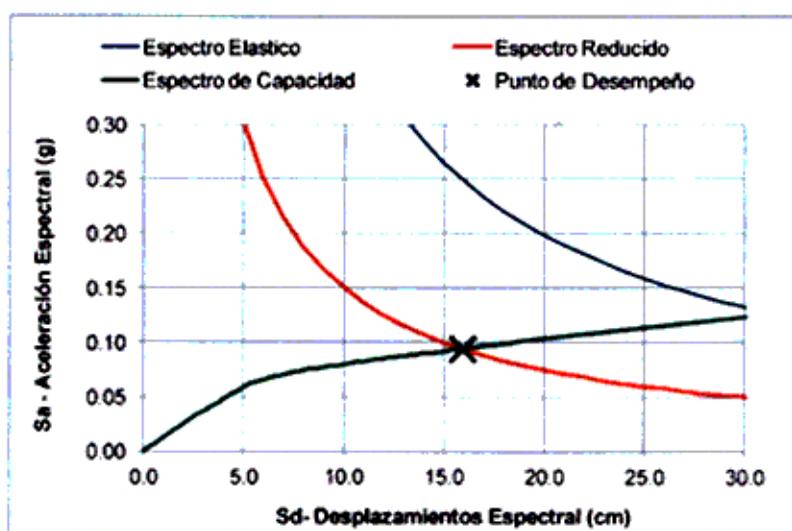


Figura 4.13 Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección principal "X" (por el método de Miranda y Bertero).

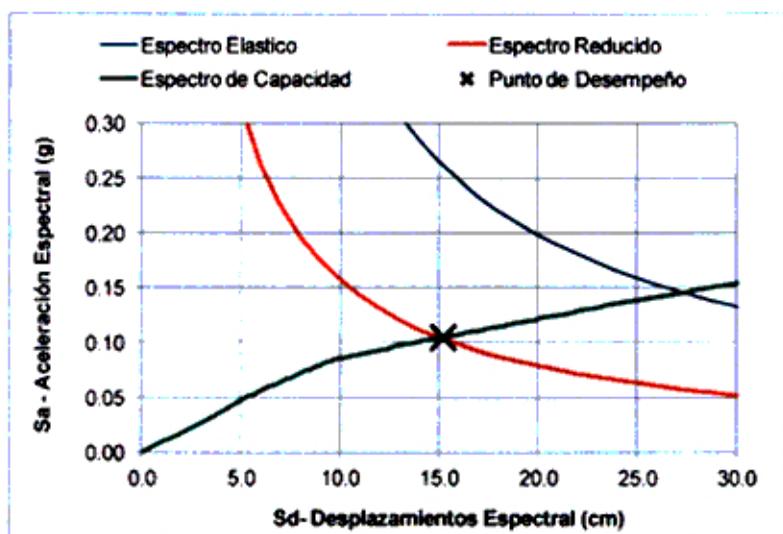


Figura 4.14 Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección principal "Y" (por el método de Miranda y Bertero).

El cuadro 4.8 resume los resultados obtenidos para encontrar el punto de desempeño de la estructura por los dos métodos mencionados anteriormente y para cada una de las dos direcciones principales de análisis.

4.2.6 Resultados de la aplicación del método y validación

Como puede apreciarse en el cuadro siguiente, al obtener las coordenadas del punto de desempeño mediante la utilización de dos métodos distintos, explicados en la sección 3.4, los resultados difieren ligeramente:

Cuadro 4.8 Resumen de los resultados para el punto de desempeño de la estructura.

Método	Dirección	Sd (cm)	Sa (g)	Δ_{techo} (cm)	V (tonf)
ATC40	X	17.00	0.101	23.5	1780.63
	Y	17.30	0.115	23.9	1876.63
Miranda & Bertero	X	16.00	0.093	22.1	1639.59
	Y	15.30	0.103	21.1	1680.81

Hasta la fecha, muchos investigadores siguen proponiendo distintas alternativas de procedimientos para la obtención del punto de desempeño; en ese sentido se vio recomendable la utilización de, al menos, estos dos métodos para contrastar las respuestas y validar un resultado definitivo. Así, por los datos

expuestos en el cuadro 4.8, se puede concluir que el desplazamiento en el tope de la estructura en dirección "X" es del orden de los 23.00cm que corresponde a una cortante en la base de la estructura del orden de las 1'780.00tonf. De la misma manera, se puede definir el desplazamiento en el tope de la estructura en dirección "Y" del orden de los 24cm con un cortante en la base de la estructura, para la misma dirección, del orden de las 1'877.00tonf.

En la figura 4.15 se aprecia, luego de hacer la transformación de las coordenadas espectrales (ver anexo 3) para la obtención de los desplazamientos por pisos, que las distorsiones correspondientes a los distintos niveles de la edificación, en dirección "X", están por debajo de la distorsión máxima permitida (mostrada en línea roja) de la norma peruana vigente para este tipo de edificaciones.

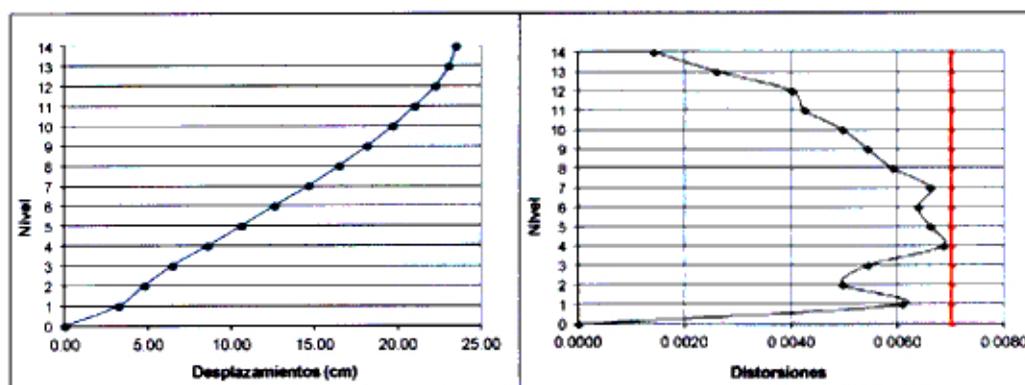


Figura 4.15 Respuesta de la estructura en la dirección "X".

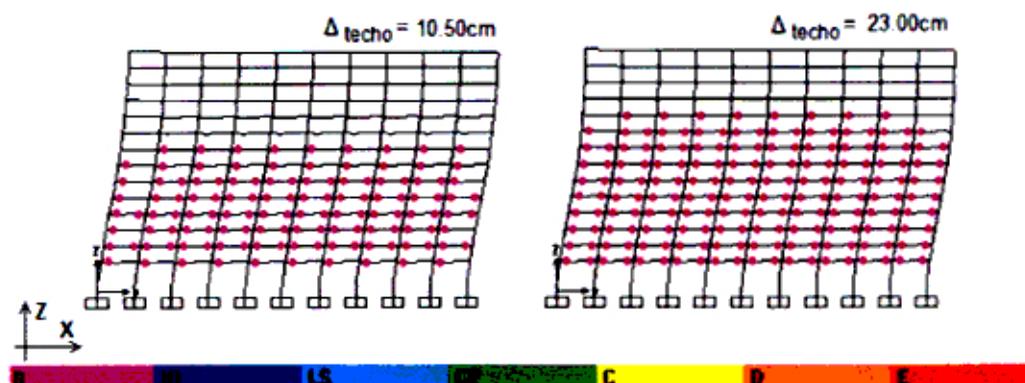


Figura 4.16 Localización, nivel y secuencia del posible daño en la estructura en la dirección de análisis "X".

En cuanto a la respuesta de la estructura para la demanda impuesta, ésta presenta formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas (ver figura 4.16) en la dirección de análisis "X". Sin embargo, el nivel de daños en todos los casos es poco significativo, por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO) según la clasificación de daño propuesta por el FEMA [6].

En la figura 4.17 se aprecia, luego de hacer la transformación de las coordenadas espectrales (ver anexo 3) para la obtención de los desplazamientos por pisos, que las distorsiones correspondientes a los distintos niveles de la edificación, en dirección "Y", en algunos pisos intermedios superan la distorsión máxima permitida (mostrada en línea roja) de la norma peruana vigente para este tipo de edificaciones.

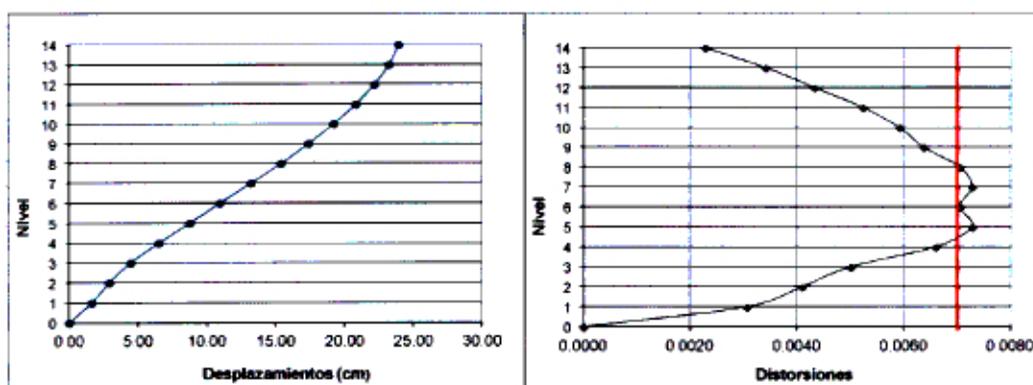


Figura 4.17 Respuesta de la estructura en la dirección "Y".

En cuanto a la respuesta de la estructura para la demanda impuesta, ésta presenta formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas (ver figura 4.18) en la dirección de análisis "Y". Sin embargo, el nivel de daños en todos los casos es poco significativo, por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO) según la clasificación de daño propuesta por el FEMA [6].

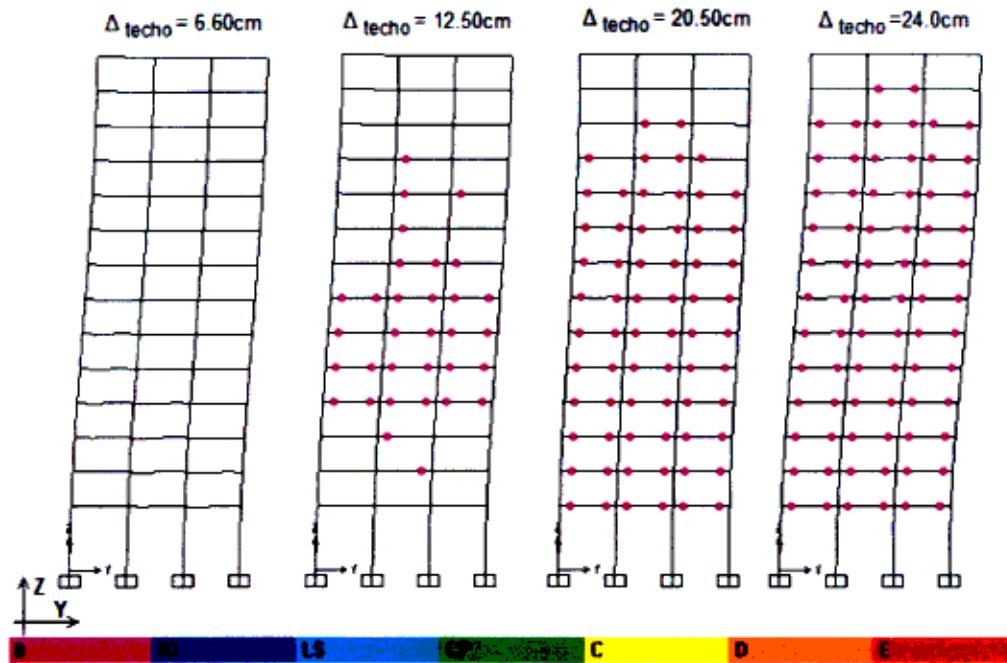


Figura 4.18 Localización, nivel y secuencia del posible daño en la estructura en la dirección de análisis "Y".

Por lo visto en los gráficos de las figuras 4.16 y 4.18, la estructura aporticada parece responder bien a la filosofía de columna fuerte-viga débil. Al menos para el nivel de desplazamientos esperado el desempeño de la estructura sería tal que la formación de las rótulas plásticas empezaría a darse en los extremos de las vigas de los pisos intermedios, inclusive puede apreciarse que ninguna de las columnas entraría en el intervalo de comportamiento inelástico.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

El análisis sísmico tradicional basado en fuerzas si bien resulta práctico, en muchos casos puede llevar a conclusiones sobre la respuesta estructural que distan mucho del comportamiento real. Esto finalmente se puede traducir en pérdidas económicas y quizá de vidas humanas.

Desde los años 60's, en que el concepto de "ductilidad" empieza a cobrar importancia en la ingeniería estructural, hasta la fecha, los avances en la técnica y metodologías aplicadas al análisis y diseño de las estructuras apuntan a considerar, cada vez más, al comportamiento no-lineal (más real) para la determinación de la "capacidad estructural" de las edificaciones.

Si bien los métodos de análisis dinámicos no-lineales son los más confiables en cuanto a los resultados que de ellos se derivan, los métodos de análisis no-lineales simplificados ayudan a tener una idea sobre el desempeño de la estructura, el nivel de daño y la localización del mismo. Está ya es una clara ventaja sobre los métodos convencionales por reducción de fuerzas.

Partiendo de la relación momento-curvatura (o momento-rotación) se pueden inferir las deformaciones que determinan el comportamiento de las estructuras.

En estructuras donde se espera comportamiento dúctil debe, al menos, haber presencia de materiales dúctiles en la constitución de los elementos estructurales.

Para determinar de manera adecuada la Demanda a la que una estructura estaría sujeta, por medio de análisis no-lineal, se debe tener información esencialmente referida a las condiciones de de sitio. Sin embargo, para la reducción de del Espectro de Demanda también será necesario tener conocimiento de las características de la estructura.

El proceso de construcción de la Curva de Capacidad es independiente del cálculo de la Demanda.

Si bien en la actualidad se cuenta con variadas propuestas para el análisis de estructuras basado en consideraciones del comportamiento no-lineal,

como el método N2 (Fajfar, 2000) o el método de la estructura sustituta (Chopra & Goel, 1999), el método del Espectro de Capacidad resulta práctico para la evaluación de estructuras en las que la obtención del punto de desempeño se puede asegurar complementando el método con otros alternativos, como se hizo en este informe con el uso del método propuesto por Miranda & Bertero (1994).

De los estudios que hiciera el CISMID para *Minsa-OPS-EsSalud* en 1997, se vio que el nivel de distorsiones en la estructura actual debido a sismo provocaría daños importantes en mucha de la albañilería existente. Con la finalidad de entender la respuesta de la estructura tal como fue concebida, en caso de que dicha albañilería fuera separada de los marcos principales, de la presente evaluación y de los resultados obtenidos se concluye que: Ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (tal como fue concebida) sufriría daños localizados de poca importancia. Es decir, se producirían formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas (a niveles de Ocupación Inmediata en ambas direcciones del edificio). Sin embargo, por la densidad del daño producido, una intervención futura para remediar dichos daños podría significar la paralización de las funciones con las consecuentes pérdidas.

El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. La estructura, tal como fue concebida, se muestra muy flexible en la dirección de análisis "Y" llegando a experimentar distorsiones por sismo, en algunos de los pisos intermedios, que superan los estándares permisibles en la norma vigente peruana. Por tanto, se concluye que la estructura necesita mejorar su rigidez en dicha dirección ya que la albañilería existente no sería competente para este fin.

5.2 RECOMENDACIONES

Sobre la metodología usada, con la finalidad de determinar un valor más confiable del punto de desempeño, se recomienda usar, además del proceso sugerido en el método que se explica en el documento del ATC40, algún otro método alternativo para la reducción del Espectro de Demanda con la finalidad

de tener una mayor certeza del valor de las coordenadas de dicho punto (como el método propuesto por Miranda y Bertero que ha sido usado en este trabajo).

De la misma manera, para la construcción adecuada de la Curva de Capacidad, se recomienda adquirir cierta familiaridad con la construcción de gráficas momento-curvatura o momento-rotación, además del planteamiento apropiado de las ecuaciones de equilibrio que caracterizan a la estructura en sus distintas etapas de carga-desplazamiento.

Sobre la evaluación realizada, por la cantidad de formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de vigas y por la flexibilidad que el edificio exhibe en la dirección de análisis "Y", se recomienda llevar a cabo un proyecto de reforzamiento de la estructura que apunte a reducir el nivel de posibles daños estructurales a fin de evitar futuras paralizaciones en las funciones básicas para las que el edificio está destinado.

En la dirección X, luego de transformar el punto de desempeño al correspondiente desplazamiento en el tope de la estructura e inferir las distorsiones para los distintos niveles de la misma, las distorsiones encontradas no superan los límites permitidos por la normatividad actual. Sin embargo, en los niveles intermedios se aprecian valores de la distorsión muy cercanos a los límites establecidos, por lo que se recomienda tomar medidas de reforzamiento en dicha dirección con el fin de dotar a la estructura de mayor rigidez.

Para asegurar la continua funcionalidad de la edificación, que sirve como infraestructura de un hospital importante, se sugiere, además de lo expuesto líneas arriba, llevar a cabo una evaluación integral que considere el comportamiento de los elementos no estructurales (accesorios) que no han sido incluidos en este estudio por no ser parte de los alcances establecidos.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AGUIAR, R. *"Análisis Sísmico por Desempeño"*. CEINCI-ESPE. Agosto del 2003.
- [2] ATC. *"Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"*. Vol. 1, ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City, CA. 1996.
- [3] CHOPRA, A & GOEL, R. *"Capacity-Demand Diagram Methods for Stimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems"*. Report No. PEER-1999/02 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley. April 1999.
- [4] CISMID-UNI. *"Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú"*. Proyecto para MINSA/ECHO/OPS-OMS. 1997.
- [5] FAJFAR, Peter. *"A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design"*. Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592. August 2000.
- [6] FEMA. *"NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings"*. FEMA 273, and NEHRPCommentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. 1997.
- [7] GIONCU, V. *"Framed Structures. Ductility and Seismic Response"*. Journal of Constructional. Steel Research. 125-154. Elsevier. 2000.
- [8] PARK & PAULAY. *"Reinforced Concrete Structures"*. 1978.
- [9] PRIESTLEY, CALVI & COWALSKY. *"Displacement-Based Seismic Design of Structures"*. Fondazione EUCENTRE, Pavia, Italy. 2007.
- [10] WAKABAYASHI Y MARTINEZ. *"Diseño de Estructuras Sismo-resistentes"*. Mc Graw Hill. 1988.